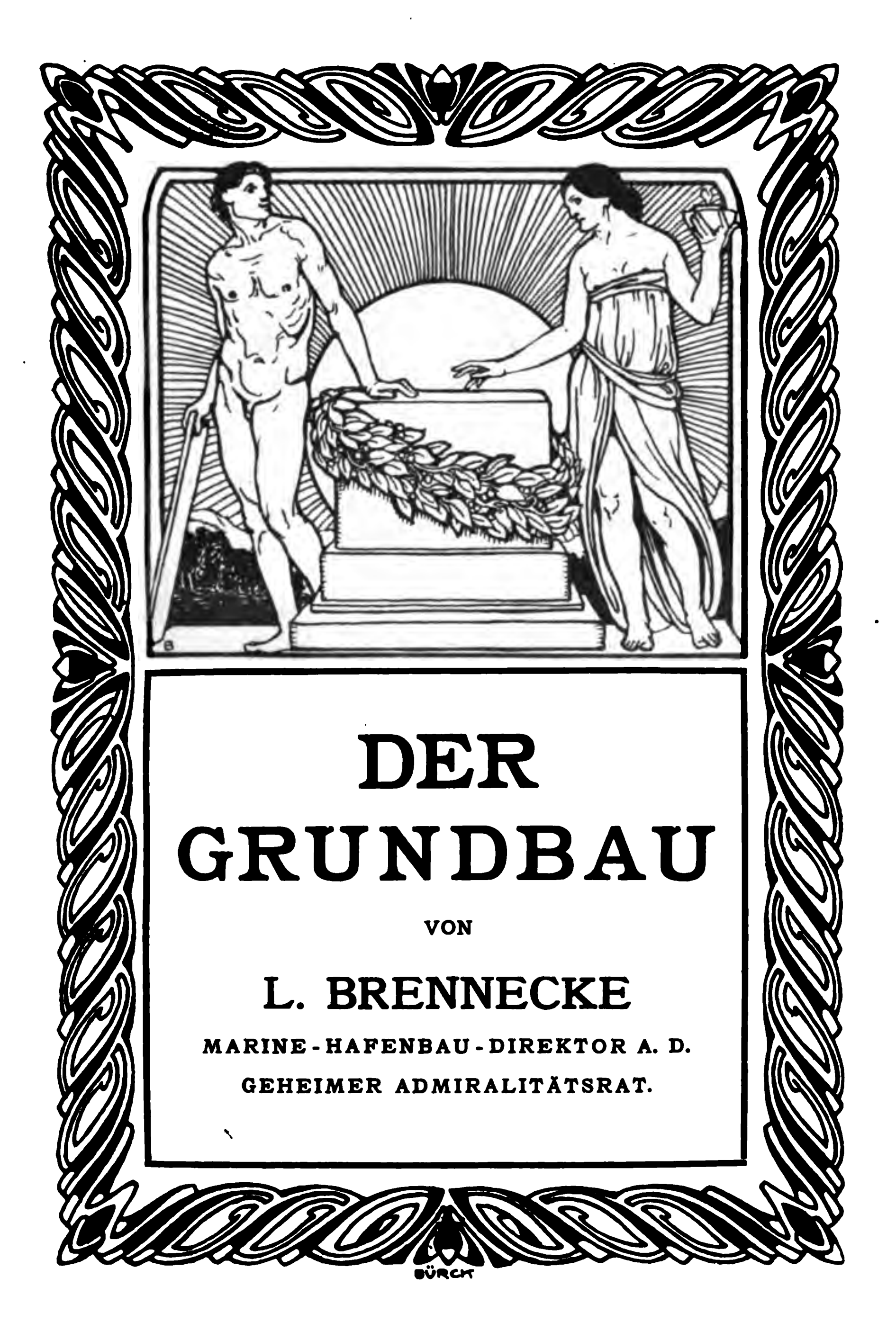












DER GRUNDBAU

VON

L. BRENNECKE

MARINE-HAFENBAU-DIREKTOR A. D.
GEHEIMER ADMIRALITÄTSRAT.

DEUTSCHES BAUHANDBUCH
BAUKUNDE DES INGENIEURS.

Unter Mitwirkung von Fachmännern der verschiedenen Einzelgebiete herausgegeben von der Deutschen Bauzeitung.

DER GRUNDBAU.

Bearbeitet von

L. Brennecke

Marine-Hafenbau-Direktor a. D., Geheimer Admiralitätsrat.

Mit 1085 Illustrationen im Text.

Dritte wesentlich erweiterte Auflage.



Berlin S.W. 11.

Verlag Deutsche Bauzeitung, G. m. b. H.

1906.

Vorwort zur 3. Auflage.

Der 1. Auflage meines „Grundbau" wurden als 2. Auflage, entsprechend der inzwischen stattgehabten Entwicklung im Jahre 1895, die „Ergänzungen zum Grundbau" hinzugefügt.

Die jetzige 3. Auflage vereinigt nun beide Arbeiten zu einem Ganzen und fügt gleichzeitig dasjenige Neue hinzu, was seitdem von Bedeutung auf dem Gebiete des Grundbaues geleistet wurde. Außer einigen wissenschaftlichen Untersuchungen ist hier namentlich auf die Verwendung des Eisenbetons bei Gründungen hinzuweisen, die eingehend behandelt ist.

Die Einteilung der neuen Auflage ist im ganzen nach denselben Grundsätzen erfolgt, wie bei den früheren Auflagen, wennschon die Bezeichnung der einzelnen Abschnitte einige Änderungen erfahren hat. Namentlich ist ein besonderer Abschnitt über Ausbesserungs- und Verstärkungs-Arbeiten von Fundamenten hinzugefügt.

Indem ich hiermit die Erfahrungen meines an Arbeit reichen Lebens den Fachgenossen zur Verfügung stelle, bitte ich, die neue Auflage mit demselben nachsichtigen Wohlwollen aufzunehmen, wie die früheren. —

Neu-Isenburg in Hessen, im März 1906.

L. Brennecke.

Inhalts-Verzeichnis.

II. Baugrund und Tiefe der Fundamente.

Seite 117—135.

VII. Einige andere weniger allgemein verwendbare bezw. verbreitete Gründungsarten.
Seite 504—541.

VIII. Zusammengesetzte Gründungsarten.
Seite 541—562.

III. Kapitel. Verschiedenes.
Seite 562—595.

I. Schutz der Fundamente gegen Unterspülung und Nässe.
Seite 562—572.

Nachtrag zum Literatur-Verzeichnis.

Die Literaturnachweise sind am Kopf der einzelnen Kapitel, außerdem noch am Kopf der Hauptabschnitte gegeben. Zu diesen Angaben ist noch nachzutragen:

S. 64 Pumpenbaggerung. Verfahren von Casse. Fig. 128 und 129. Nach Memoires et compte rend. des trav. de la soc. des ing. civil 1901 S. 563.

S. 66 u. 67. Leslie'sche Heberfundierung. Fig. 133, 134. Nach Schweiz. Bauzeitung 1895 S. 2 und 3.

S. 142. Anwendung geteerten Segeltuches zu Fangedämmen. Fig. 304, 305. Nach Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 388.

S. 287. Senkkasten mit unterem Boden für die Hafenköpfe in Cuxhaven, Fig. 565—567. Nach Ztschrft. f. Bauwesen 1898, Taf. 48, Fig. 9—11.

I. Kapitel.

Der Grundbau im allgemeinen.

Literatur.

G. Hagen: Handbuch der Wasserbaukunst. M. Becker: Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. Stuttgart 1853. — Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. 1. Band: Der Grundbau. Herausgeg. von L. v. Willmann. — Fortschritte der Ingenieur-Wissenschaften. 1. Heft: Druckluft-Gründungen von C. Zschokke. 1896. 2. Heft: Der Grundbau (unter Ausschluß der Druckluft-Gründungen) von G. Meyer. 1896. — Handbuch für Wasserbau und Tiefbau. Herausgeg. von Hagen, Ohiolich-Löwensberg u. a. — Langsdorf: Anleitung zum Straßen- und Brückenbau. 1817. — C. Merckel: Die Ingenieurtechnik im Altertum. Berlin 1899. — G. Oslet et J. Chaix: Traité des fondations ect. Paris 8. — W. J. M. Rankine: Handbuch der Ingenieurkunst. Deutsch von F. Kreuter. Wien 1880. — J. G. Schoen: Über Straßen- und Wasserbau der Alten. Wien 1885. — F. Schwarz: Übersicht der Konstruktionen des Wasser-, Brücken-, Straßen- und Eisenbahnbaues. Berlin 1865—67. — Gründungen unter Wasser von den einfachsten älteren bis zu den neuesten Bauweisen. Engineering 1890. Okt. S. 439, 515, 615 u. 772. — J. Sganzin: Grundsätze der Straßen-, Brücken-, Kanal- und Eisenbahnbaukunde. Deutsch von H. F. Lehritter und G. H. Straus. Regensburg 1832. — C. Stolb: Das Hoch-, Straßen-, Brücken- und Wasserbauwesen. München 1867. — Wasser-, Straßen- und Eisenbahnbau. Sammlung ausgeführter Konstruktionen aus dem Gebiete desselben. Karlsruhe 1858—1862. — H. M. Wesermann: Handbuch für den Straßen- und Brückenbau. Düsseldorf 1830. — L. Klasen: Handbuch der Fundierungs-Methoden im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. Leipzig 1879. — O. A. Mensel und J. Promnitz: Die Gründung der Gebäude. Halle 1873 — E. Schmitt: Fundamente. Darmstadt 1886. — M Strukel: Der Grundbau. Helsingfors 1895. — Lehrbuch des Tiefbaues. Herausgegeben von Prof. K. Esselborn (Prof. Th. Landsberg, Wegele, v. Willmann). Leipzig b. Engelmann.

I. Hilfsmaschinen und Geräte zum Grundbau.

Literatur.

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. IV. Band: Die Baumaschinen. A. Ernst: Die Hebezeuge. — W. H. Uhland: Die Hebeapparate. — J. Glynn: A treatise on the construction of cranes and other hoisting machinery. London 1873. — C. Fink: Abhandlungen über Kolben und Zentrifugalpumpen. Berlin 1867. — K. Hartmann: Die Pumpen. Berlin 1889. — W. Jeep: Der Bau der Pumpen und Spritzen. Leipzig 1871. — F. König: Die Pumpen. Jena 1869. L. Poillon: Essais sur les pompes. Paris 1881.

A. Wahl der Hilfsmaschinen. Kosten verschiedener Betriebskräfte.

Wenn man für die Wahl der Hilfsmaschinen freie Hand hat, empfiehlt es sich, auf möglichst dauerhafte und einfache Konstruktionsweise neben einfacher Art und Weise der Arbeitsleistung zu achten. Dies ist um so notwendiger, je weiter entfernt die Baustelle von Orten liegt, in denen Gelegenheit geboten ist, größere Reparaturen vornehmen zu lassen.

Über die Kosten von Betriebskräften seien nach einer vom Verbande deutsch. Archit.- u. Ingen.-Vereine 1883 veröffentlichten „Denkschrift über die bessere Ausnutzung des Wassers und die Verhütung von Wasserschäden“ und nach einem vom Prof. Frauenholz-München veröffentlichten Kommentar dazu folgende Angaben mitgeteilt.

Es betragen die Durchschnitts-Kosten für 1 Stunde und Pfdkr.:

Arbeit des Menschen	200	Pf. u. mehr
„ eines Pferdes am Göpel	45	„ „ „
Dampfkraft, und zwar bei Verwendung		
einer 100pferd. Maschine	7,6	„ „ „
desgl. bei einer 2pferd. Maschine	44,3	„ „ „
„ „ „ 2pferd. kalorisch. Maschine	26,5	„ „ „
„ eines 2pferd. Gasmotors	26,4	„ „ „

Die Angaben für kleine Dampfmaschinen erscheinen hier zu hoch gegriffen, da beispielsw. über die gefahrlosen Dampfmaschinen verschiedener Konstruktion bekannt ist, daß dieselben bei weniger Wartung als

gewöhnliche Lokomobilen nur etwa 0,05 hl Koke für 1 Stunde und Pfdkr. bedürfen, wenn sie voll arbeiten.

In neuerer Zeit hat sowohl die Krafterzeugung, als auch die Kraftübertragung bedeutende Fortschritte gemacht. In bezug auf die Krafterzeugung zeigt sich dies bei den Benzin- und Petroleum-Motoren, die gegenwärtig von bedeutender Leistungsfähigkeit, verbunden mit genügender Betriebssicherheit, durch verschiedene Fabriken hergestellt werden und die für Bauzwecke namentlich deswegen Beachtung verdienen, weil sie jederzeit sofort betriebsfähig sind. Sie eignen sich daher besonders für solche Arbeiten, die von unregelmäßiger Dauer sind, aber jederzeit nötig werden können. Weniger günstig sind sie dagegen bei sehr unregelmäßiger Größe des jeweiligen Kraftbedarfes. Indem wegen näherer Information über diese Motoren auf die maschinentechnische Literatur (Zeitschrift d. Ver. Deutscher Ing., Praktische Maschinen-Konstr., Techn. Rundschau usw.) verwiesen werden muß, sei hier nur erwähnt, daß der Erdöl-Verbrauch dieser Maschinen etwa 0,6 kg für 1 PS bei kleinen und etwa 0,5 kg bei größeren beträgt.

In bezug auf die Kraftübertragung hat namentlich die Elektrotechnik außerordentliche Fortschritte gemacht und verspricht für die Zukunft noch größere. Die Übertragung durch Preßluft dagegen scheint ins Stocken geraten zu sein, und wird der Elektrotechnik gegenüber nicht Stand halten können. Die nachstehende Tabelle gibt die Betriebskosten einer Anzahl von Kleinmotoren an, und ist einer Arbeit von Korte (Zeitschrift d. Ver. Deutsch. Ing. 1891 10. Jan.) entlehnt. Die Kosten verstehen sich einschl. Verzinsung und Abschreibung bei täglich 5stündigem, bezw. 10stündigem Betriebe.

Betriebskosten für 1 Pfdkr.-Std. verschiedener Motoren.[1])

Größe des Motors nach Pfdkr.	1/4		1/2		1		2		3		4		6	
Betriebsdauer in Std.	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5
1. Gasmotor. Bei einem Gaspreise v. 12 Pf. für 1 cbm, insgesamt . . M.	0,48	0,66	0,34	0,48	0,23	0,31	0,19	0,24	0,17	0,21	0,16	0,20	0,15	0,19
dsgl. an Gas allein . . „	0,24		0,17		0 12		0,12		0,11		0,11		0,11	
2. Wassermotor. Bei einem Wasserpreise v. 12 Pf. für 1 cbm, insgesamt M.	0,88	1,01	0,82	0,90	0,76	0.82	0,72	0,75						
dsgl. an Wasser allein „	0,72		0,72		0,70		0.67							
3. Elektromotor. 1 Amp. b. 110 V. kostet 8 Pf. (Barmen), also insgesamt M.	1,09	1,20	0,88	0,95	0,81	0,85	0,76	0,79	0,72	0,75				
dsgl. für d. Strom allein „	0,96		0,80		0,76		0,72		0,69					
3a. Elektromotor. Preise f. Berlin ungefähr halb so hoch wie Barmen, insgesamt . . . . M.	0,63	0,74	0,54	0,61	0,45	0,49	0,40	0,42	0,37	0.40				
dsgl. Kosten d. Stromes „	0,50		0,46		0,40		0,36		0,34					
4 Druckluftmotor. Paris. 1 cbm Druckluft kostet 1,2 Pf, also insgesamt M.	1,09	1,25	0,87	0,97	0,64	0,70	0,54	0,58	0,47	0,50	0,43	0,45	0,34	0,36
dsgl. Kosten an Luft u. Vorwärmkohle . . „	0,85		0,73		0,55		0,49		0,43		0,39		0,31	
5. Dampf-Kleinmotor. Kohlenpr. 1,25 M., für 100 kg M.					0,24	0,35	0,17	0,24	0,14	0.20	0,12	0,17	0,11	0,15
dsgl. 1,50 „ „ 100 „ „					0,26	0,37	0,18	0.26	0,16	0,22	0,13	0,19	0,12	0,17
dsgl. 2,00 „ „ 100 „ „					0,29	0,41	0,21	0,29	0,18	0,25	0,16	0,24	0,14	0,19
6. Heißluftmaschine von Lehmann. Kohlenpreis 1,25 M., für 100 kg . M.	0,54	0,91	0,34	0,56	0,23	0,37	0,18	0,28						

[1]) Eine ausführliche Zusammenstellung der Anschaffungs- und Betriebskosten verschiedener Motoren vgl. auch: Deutsches Bauhandbuch. Baukunde des Architekten I. Bd., 2. T., Ausbau der Gebäude.

In neuester Zeit sind die Kosten des elektrischen Betriebes wesentlich herunter gegangen.

Während 1894 von den Elektrizitäts-Gesellschaften in Hamburg für 1000 Wattstunden 25 Pf, in Berlin 20 Pf. berechnet wurde, ist z. Z. (1905) in Ruhrort die Kilowattstunde bei geringem Verbrauche schon für 14 Pf. erhältlich und bei Abnahme von mindestens 12000 Kilowattstunden im Monat sogar schon für 8 Pf.

Die Kleinmotoren verbrauchen dabei je nach Größe 1000 bis 870, große noch weniger Watt für die Stunde und Pferdekraft. Elektrischer Betrieb ist besonders bei sehr unregelmäßigem Verbrauche (Winden) empfehlenswert.

Wasserkräfte im großen stellen sich unter günstigen Verhältnissen und bei geschickter Verwendung, wenn während der Nacht die überschüssige Kraft nicht vergeudet, sondern aufgespeichert, oder sonst verwendet wird, auf nur 3,5 Pf. f. 1 Std. und PS. In München und Augsburg belaufen sich die jährlichen Auslagen einschl. Tilgung des Anlagekapitals für 1 PS auf nur 150 M., bei 300 Arbeitstagen zu je 10 Stunden, für 1 Std. also auf 5 Pf.

Ähnliche Preise bestehen auch anderweitig, bezw. können dieselben erzielt werden. So wird in Schaffhausen bei größern Wasserkräften 125 Fr. und bei kleinern 150 Fr. als Jahresmiete für 1 PS gezahlt, in Frankreich 200 bis 300 Fr. In Italien werden, falls das Betriebswasser in die Bewässerungs-Kanäle zurückgehen kann, für 1 PS. und Jahr bis herab zu 4 Fr. und am Kanal Cavour bei längerer Konzessionsdauer 60 Fr. gezahlt.

Betriebswasser aus Trinkwasser-Leitungen wird meistenteils zu teuer sein. In Zürich beträgt der Preis 40 Pf. f. 1 Std. und PS, in Karlsruhe sogar 95 Pf. Dagegen lieferte die Stadt Genua 1886 Wasser zum Betriebe von kleinen Kraftmaschinen unter einem mittlern Drucke von 4,5 Atm. zum Preise von 4 Pf. f. 1 ^{cbm}, d. i. für 1 Std. und PS 24 Pf.

Daß der Wert von solchen Zahlenangaben (denen noch viele andere würden hinzugefügt werden können) in bestimmten Fällen meist ein geringer sein wird, liegt auf der Hand. Wie sehr die Beschaffenheit des Einzelfalles mitspricht und sie das Bild zu verändern vermag, ergeben u. a. Mitteilungen von Kaemp in der Deutsch. Bauzeitg. 1880 und von Zuppinger in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ingen. 1880, auf die hier verwiesen wird.

Im allgemeinen ist man bei Gründungsarbeiten auf die Verwendung der Menschen-, Pferde- und Dampfkraft und der Petroleum-Motoren angewiesen, weil diese die Vorzüge besitzen, überall leicht beschaffbar zu sein und nur verhältnismäßig einfache Arbeitsgeräte zu erfordern. In Gebirgsgegenden wird man aber häufig in der Lage sein, die natürliche Wasserkraft benutzen zu können, und dann bei längerm Betriebe bedeutende Ersparnisse erzielen.

B. Maschinen zum Einschlagen von Pfählen.

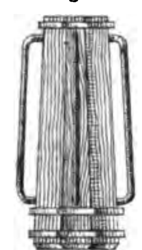
a. Rammen.

Literatur.

Dampfframme von Nasmyth: Zeitschr. d. Arch.- u. Ingen.-Ver. z. Hann. 1865. Deutsche Bauztg. 1868 u. 1875. Verh. d. Ver. zur Bef. d. Gewerbefl. 1848. — Vergleichende Übersicht der Kosten des Einrammens von Alpine: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1870 S. 426. — Transmissions-Dampframmen von Reden: Uhlands prakt. Masch.-Konstr. 1873 S. 115. — Chrétiensche Rammen: Mémoires des trav. de la soc. des ing. civ. 1875; Dinglers polyt. Journ. 1869 II S. 347. — Dampframmen von Lewicki: Dinglers polyt. J. 1875 Bd. 217 S. 366; Ziviling. 1875 S. 21. — Leistung versch. Dampframmen von Franzius: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. z. Hann. 1876 S. 62. — Leistung und Kosten d. Dampframmen nach d. System Chrétien usw.: ebenda 1877 S. 38. — Dampfkunstrammen von Schramm: ebenda 1878 S. 33. — Dampfkunstrammen von Granl: Ziviling. 1878 S. 547. — Tieframmen f. Spundwände bei der Kanalisat. v. Berlin: Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879 S. 3. — Hohle Pfähle durch einen in ihrem Innern geführten Rammbär eingetrieben: ebenda 1879 S. 72. — Rammarbeiten bei d. Wümmebr. bei Borgfeld: Deutsche Bauztg. 1882 S. 612. — Verwendung der Dampframme bei der Berliner Kanalisation in bebauten Straßen: Zentrlbl. d. Bauv. 1887 S. 196. — Die Leistung der v. Menck

& Hambr. verbesserten Figéeschen Dampframme: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1889 S. 435. — Über d. Rammen v. Buchenholzspundbohlen in steinigem Boden: Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 472. — Einrammen hölzerner Pfähle: Engin. news 1893 I S. 14. — Mitteilungen über Erfahrungen mit der Figéeschen Dampframme: Deutsche Baustg. 1899 S. 199. — Überhängende Pfahlramme: Dinglers polyt. Journ. 1894 Bd. 292 S. 134. Engin. record 1894 Bd. 29 S. 395. Zeitschr. f. Transp. u. Straßenbau 1900 S. 342 u. 1899 S. 47. — Fahrbare Rammen zum Umlegen auf normalspurigen Doppelwagen: Eng. news 1899 Bd. 42 S. 314; 1902 Bd. 48 S. 364. Dingl. polyt. Journ. 1900 S. 412. - Eine seitlich schräg zu stellende Ramme ist beschrieben u. abgeb.: Eng. news 1903 Bd. 50 S. 205.

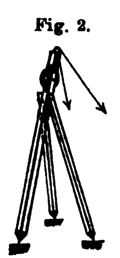
Fig. 1.



1. Viermänner-Ramme.

Dieselbe wird zum Eintreiben leichter Spund- und Stülpwände benutzt. Gewöhnlich aus Eichenholz angefertigt, ist sie oben und unten durch warm aufgezogene Eisenringe gebunden, und enthält zum Anfassen 4 Bügel. Letztere müssen lang sein, damit sie beim Sinken der Bohlen an einer höheren Stelle anfaßbar sind. Zu diesem Zwecke verlängert man auch wohl die Handgriffe nach oben über die Ramme hinaus, oder richtet sie so ein, daß eine Drehung nach oben nur um den obern Befestigungspunkt möglich ist. Gewicht der Ramme etwa 50 kg.

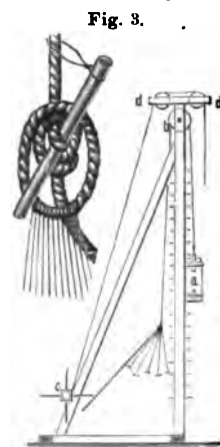
Fig. 2.



2. Fallwerk.

Ein einfaches, leicht zu versetzendes Dreibein, welches oben eine Rolle trägt, über die das Rammtau läuft. Da die Läuferrute fehlt, kann der Klotz (Bär) während des Herabfallens von einem Arbeiter nach jedem Schlage auf eine andere Stelle geleitet werden, wovon z. B. beim Feststampfen von Schotter oder Beton Verwendung gemacht wird. Statt der 3beinigen Rüstung wird eine jochförmige, fahrbare Rüstung in dem Falle benutzt, daß das Fallwerk zum Einschlagen von kurzen Spundbohlen in lang gestreckter Baugrube dient. Gewicht des Bären für jeden Mann am Rammtau 12 bis 15 kg.

Fig. 3.



3. Zugrammen.

Die Formen sind wechselnd; immer aber wird der Bär durch Menschenkraft **unmittelbar** gehoben und nimmt beim Herabfallen das Rammtau mit sich. Das Rammtau geht über eine Rolle *b*, die am obern Teile der „Läuferrute“ angebracht ist, Fig. 3. Nahe dem losen Ende des Rammtaues (dem Schwanzende) sitzt das sogen. **Kranztau**, etwa 5 m hoch über dem Bohlenbelag der „Rammstube“, auf dem die Arbeiter ihren Standpunkt haben. Das Kranztau wird in der Weise befestigt, daß es über ein Querholz gelegt wird, welches in einem Knoten des Schwanzendes steckt. An dem Kranztau sind die einzelnen **Rammstränge** befestigt, die am untern Ende je einen Handgriff (Knebel) aus Holz erhalten. Die Rammstränge werden nach tieferm Eindringen des Pfahls verlängert, wozu sie in bedeutender Länge auf die Knebel gewickelt sind. Das überschüssige lose Ende des Rammtaues, den Schwanz, hält während des Rammens der „Schwanzmeister, der damit den „Takt“ angibt.

Das Herabholen und Aufziehen der Pfähle geschieht mittels eines **Haspels** an einem **Pfahltau**, welches über 2 Rollen *d* geht. Diese sitzen an einem Querholz, dem sogen. „Trietzkopf“, welches zuweilen auf der Läuferrute drehbar angebracht ist. Der Bär, von 150 bis zu 600 kg schwer. ist bei kleinerm Gewicht oft ein mit Eisen stark beschlagener Eichenholz-Klotz, bei größerem aus Gußeisen. Der Arbeiter zieht bei kleinem Gewicht 15 kg, bei größerem weniger, bei 600 kg höchstens noch 12 kg. Man wähle etwa nach folgender Tabelle:

Anzahl der Arb.	Gew. d. Bären
13	200 kg
20	300 „
28	400 „
38	500 „
50	600 „

Alle $2^1/_2$ Sek. etwa erfolgt ein Schlag des Bären und nach 20 bis 30 Schlägen (einer sogen. Hitze) erfolgt eine Pause von mindestens 2 Min., so daß auf 10stündige Tagesarbeit, einschl. 3 Stunden für Nebenarbeiten (Stellen und Richten der Pfähle, Versetzen der Ramme), höchstens 160 Hitzen kommen. Da der Hub etwa 1,0 bis 1,5 m beträgt, so stellt sich die Tagesleistung für 1 Arbeiter auf höchstens 77 000 bis 80 000 mkg bei kleinem, und auf nur 58 000 bis 60 000 mkg bei großem Bärgewicht.

Der Arbeiter kann die Wirkung des Schlages sehr stark dadurch beeinträchtigen, daß er sich durch den Bär etwas anheben läßt. Ein Kennzeichen dafür ist, daß der betr. Rammstrang, auch wenn der Bär fällt, straff bleibt

Um die schwierige Kontrolle der Arbeit zu vermindern, vergibt man diese zweckmäßig den Arbeitern in Akkord. Man überlasse ihnen aber die freie Auswahl ihrer Mitarbeiter. Sie beaufsichtigen sich dann gegenseitig und schließen die lässigen Leute aus.

Fig. 4.

Damit man bei der Akkordarbeit vor betrügerischer Verkürzung der Pfähle gesichert sei, müssen diese etwa 0,5 m vom obern (Stammende) mit einem Zeichen gebrannt werden.

Fig. 6. Fig. 7.

Die Rammstube muß für den Arbeiter etwa 0,5 qm Fläche enthalten. Man bildet sie teils 4- teils 3eckig, mit einfacher oder geschlitzter Läuferrute oder „Mäkler", Fig. 4. Die einfache Läuferrute wird vom Bären mit 2 Paaren von Armen umfaßt; bei doppelter greifen oberer und unterer Arm durch den Schlitz der Rute.

Fig. 5.

Bei sog. Eck- oder Winkelrammen wird die Rammstube 3eckig gebildet, Fig. 5. Liegt der Punkt, an dem der Bär aufschlagen soll, tief, so wählt man den Grundriß wie in Fig. 5 und es wird der Bär dann zwischen den Läuferruten geführt, Fig. 6 und 7, zwischen denen auch der Pfahl steht. So eingerichtet heißt die Ramme Scherenramme.

Fig. 8.

Rammen mit 3eckiger Stube eignen sich gut für die Ecken enger Baugruben, haben aber wenig Standsicherheit; man muß durch Anbringen von Kopftauen, die am Trietzkopf angreifen, zu Hilfe kommen.

Die Stützenramme, Fig. 8. Der Läufer ist entweder mit den Seitenstreben und der Vorderschwelle fest verbunden, während die Hinterstrebe verstellbar ist, oder Seitenstreben und Schwelle fehlen und es sind 2 verstellbare Hinterstreben angeordnet. Diese Ramme eignet sich gut zum

Einschlagen von schrägen Pfählen, muß aber ebenfalls durch Kopftaue gehalten werden.

Die **Pionierramme**, Fig. 9. Der Läufer (oder die schräg zu stellende Schere) springt 2 bis 3 m gegen die unterstützende Querschwelle vor. Die Ramme eignet sich gut zum Rammen in Ecken. —

Fig. 9.

Die geringe Leistung der Arbeiter an den Zugrammen, wobei der Umstand, daß der Bär beim Fallen das schwere Rammtau mitreißt, und so die Wirkung noch mehr verringert, führte zur Konstruktion der:

4. **Kunstramme**, Fig. 10, 11, 12, 13. Das Bärgewicht ist 600 bis 800 kg, die Fallhöhe 2 bis 8 m. Da die lebendige Kraft der Kunstramme viel größer ist als bei den Zugrammen, so benutzt man sie häufig mit der Zugramme zusammen, indem man mit dieser vorrammt und jene nachfolgen läßt.[1]) Ein Mangel der Kunstramme ist der, daß die Pausen zwischen den einzelnen Schlägen sehr lang sind. Es tritt dadurch die Adhäsion des Bodens nach jedem Schlage in volle Wirksamkeit und schwächt die Schlagwirkung bedeutend ab. Dieser Übelstand ist namentlich bei Triebsand von Bedeutung.

Die Geschwindigkeit beim Aufwinden des Bären ergibt sich aus dem Gewicht von Bär und „**Schnepper**" (auch **Krebs** oder **Katze** genannt) und dem Umsetzungs-Verhältnisse der Winde und deren Wirkungsgrad (η = 0.80 bis 0,85). Für die Winde folgt das Umsetzungs-Verhältnis aus dem eben genannten Gewicht und der Kraft, welche die Arbeiter dauernd an den Kurbeln ausüben können. Da bei jedem Fall des Bären eine kleine Pause eintritt, kann man den Arbeiter mit 14 bis 16 kg Kraft wirken lassen, so daß die Leistung in 1 Sek. bei 0,8 m Geschw. 11—12 mkg beträgt.

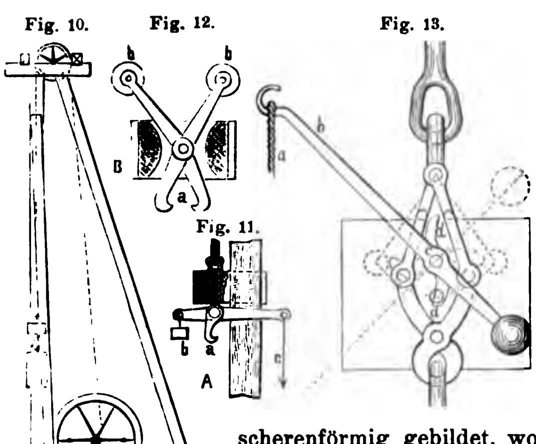


Fig. 10. Fig. 12. Fig. 13. Fig. 11.

Der Schnepper hat entweder die Einrichtung Fig. 11, wobei er durch das Gewicht *b* ein-, durch die Zugschnur *c* ausgerückt wird. Oder derselbe ist, wie in Fig. 12, scherenförmig gebildet, wobei die Rollen *b*, *b* durch Anstoßen an eine verstellbare Knagge das Öffnen der Schere bewirken. Oder endlich, er ist wie in Fig. 13 gestaltet, wobei das Auslösen ebenfalls durch eine Zugschnur *a* bewirkt wird, welche den langen Hebelarm *b* der im Bär angebrachten Daumenwelle *c* dreht, wobei die Daumen *d* die Zange öffnen.

[1]) Indessen ist bei großem Bärgewicht (von 800 kg an) Vorsicht in der Hubhöhe notwendig, damit nicht die Pfähle abgeschlagen werden, wie das z. B. bei dem Bau des Neisse-Viadukts zu Görlitz sich ereignete, als man sehr gute kiehnene Rundpfähle, die mit der Zugramme eingetrieben waren, probeweise mit einer Kunstramme von 850 kg Bärgewicht und 7.6 m Zughöhe nachrammte.

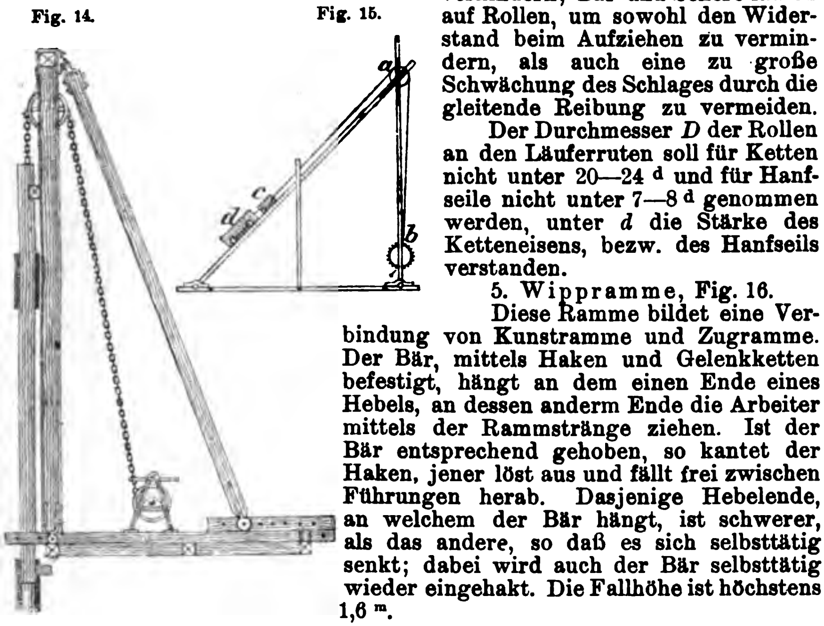
Die Zugschnur im 1. und 3. Falle wird entweder von Hand gezogen oder mit bestimmter Länge irgendwie an der Rammstube festgelegt.

Da nach jedem Fall des Bären die Schere niedergehen muß, um jenen von neuem zu greifen, so ist ein Gewicht der Schere erforderlich, groß genug, um die Kette mit sich zu ziehen und dabei die Winde rückwärts zu drehen. Damit hierbei nicht das ganze Vorgelege mitzulaufen braucht, wird die Trommel auf ihrer Welle drehbar angebracht und mit der Welle durch eine schnell lösbare Kuppelung verbunden. Die Winde muß auf der Trommelwelle eine Bremse erhalten und mit der Rammstube fest verbolzt sein.

Fig. 14 zeigt eine Kunstramme zum Schlagen von Schrägpfählen mit verstellbarer Hinterstrebe.

Ist die Neigung der Pfähle sehr groß, so unterstützt man die Läuferrute in der Mitte, Fig. 15, um ein zu starkes Durchbiegen derselben zu verhindern; Bär und Schere laufen auf Rollen, um sowohl den Widerstand beim Aufziehen zu vermindern, als auch eine zu große Schwächung des Schlages durch die gleitende Reibung zu vermeiden.

Fig. 14. Fig. 15.



Der Durchmesser D der Rollen an den Läuferruten soll für Ketten nicht unter 20—24 ^{d} und für Hanfseile nicht unter 7—8 ^{d} genommen werden, unter d die Stärke des Ketteneisens, bezw. des Hanfseils verstanden.

5. Wippramme, Fig. 16.

Diese Ramme bildet eine Verbindung von Kunstramme und Zugramme. Der Bär, mittels Haken und Gelenkketten befestigt, hängt an dem einen Ende eines Hebels, an dessen anderm Ende die Arbeiter mittels der Rammstränge ziehen. Ist der Bär entsprechend gehoben, so kantet der Haken, jener löst aus und fällt frei zwischen Führungen herab. Dasjenige Hebelende, an welchem der Bär hängt, ist schwerer, als das andere, so daß es sich selbsttätig senkt; dabei wird auch der Bär selbsttätig wieder eingehakt. Die Fallhöhe ist höchstens 1,6 ^{m}.

Der Vorzug der Wippramme gegenüber den gewöhnlichen Zugrammen besteht: 1. in größerm Hub; 2. der Möglichkeit der Anwendung einer vergrößerten Zahl von Arbeitern, die zudem in günstigerer Stellung arbeiten; 3. darin, daß eine nicht unbeträchtliche Last ruhend auf den Pfahl wirkt, und 4. daß der Pfahl sehr sicher geführt ist. Die Wippramme soll in der Tat 34 % billiger arbeiten als die Zugramme. Kunstrammen liefern allerdings gegenüber den Zugrammen oft eine noch größere Ersparnis; die Wippramme ist diesen aber darin überlegen, daß die Schläge einer Hitze schnell aufeinander folgen. Sie wird also besonders beim Schlagen von Pfählen in Triebsand günstig sein.

6. Dampf-Kunstrammen.

Die Dampfkraft ist in sehr verschiedener Weise zum mittelbaren Heben des Bären benutzt worden.

Von älteren Konstruktionen seien erwähnt: die Schwartzkopffsche Kunstramme und die Dampfkunstramme ohne Winde, beide mit dem Mangel behaftet, daß der Schlag des fallenden Bären beeinträchtigt wird,

weil derselbe das Tau und die Windetrommel bez. den Kolben des Dampfzylinders mitnehmen muß. Der Rammapparat von Graul, bei dem von einer Lokomobile mehrere Zugrammen betrieben werden, hat den Nachteil, daß, wenn ein Pfahl nicht ziehen will, die anderen Rammen feiern müssen. Etwas näher sei auf folgende eingegangen.

Den Mangel der Beeinträchtigung des fallenden Bären durch das Tau usw. hat J. Chrétien in Paris dadurch zu vermeiden gesucht, daß er den Bär, wie bei der Kunstramme mit Handbetrieb, durch einen Frosch oder

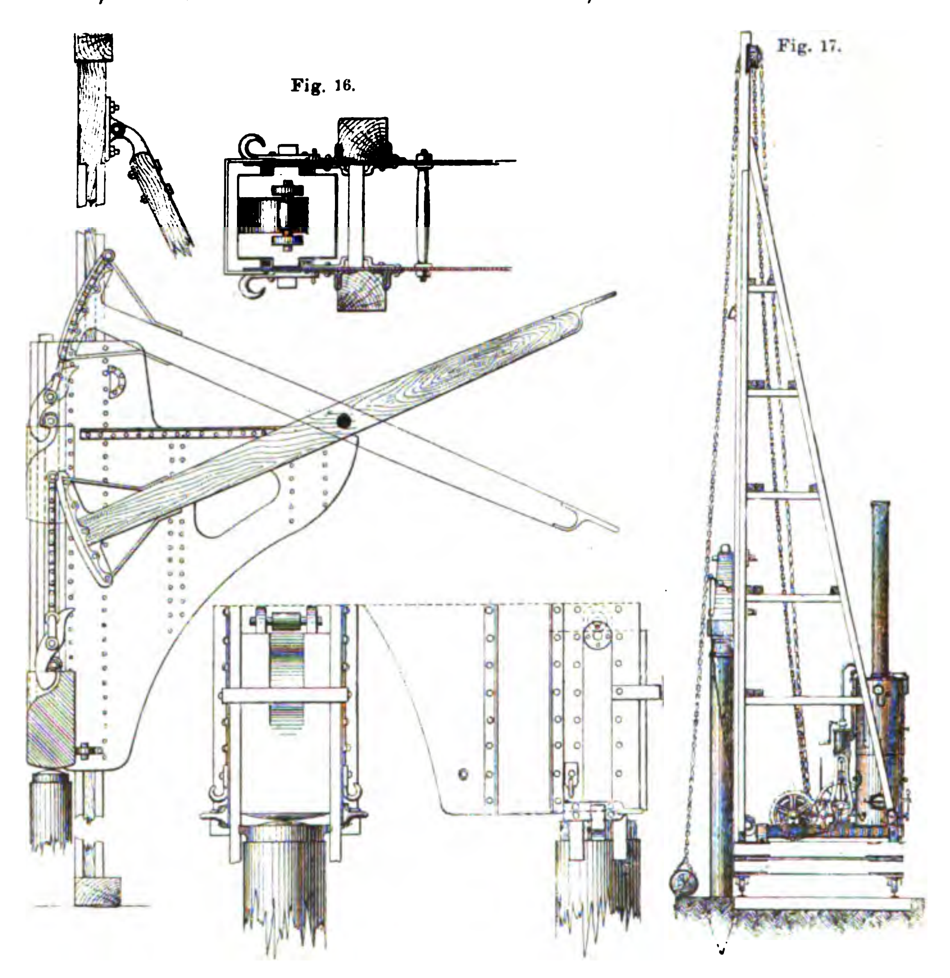


Fig. 16. Fig. 17.

eine Schere greifen und heben läßt. Der Zylinder ist senkrecht angeordnet und zwar in der Weise, daß die Kolbenstange nach oben austritt; auch hier beschreibt der Bär den doppelten Weg des Kolbens. Der Maschinist begrenzt den Hub, indem er durch einen Steuerhebel die Dampfzuströmung abschneidet. Der Bär sinkt alsdann ein kleines Stückchen mit dem Frosch zusammen nach unten, wird ausgelöst und fällt frei herab, während der Frosch langsamer nachfolgt, um den Bär von neuem zu greifen. Kolben und Kolbenstange sinken beim Leergange durch ihr

Eigengewicht. Die Ramme macht 12 bis 20 Schläge in 1 Min.; sie ist den vorher beschriebenen um so mehr entschieden vorzuziehen, als sie auch zum Schlagen von Schrägpfählen bis $^1/_{10}$ Neigung benutzt werden kann.

Dampf-Kunstramme mit Kette ohne Ende, von Sisson und White zuerst gebaut und später von Eassie verbessert. Es wird eine Gelenkkette ohne Ende in fortlaufende Bewegung gesetzt, welche den Bär mitnimmt, sobald ein an, oder in dem letztern befindlicher Daumen zum Eingriff gelangt.

Dampf-Kunstramme von Menck und Hambrock in Ottensen, Fig. 17. Die Konstruktion beruht auf demselben Grundsatz wie vor. Der Daumen liegt im Inneren des Bären und das Einrücken wird von Hand mittels einer Zugleine bewirkt, während das Ausrücken selbsttätig durch Anstoßen an einen in beliebiger Höhe in die Läuferrute gesteckten Bügel geschieht. Ist der Daumen ausgerückt, so fällt der Bär frei. Das Rammgerüst steht auf Rollen, deren Achsen in Drehschemeln liegen; die Ramme kann infolge dessen enge Kurven durchfahren und auch durch Aufkeilen des Gerüstes, Verlegen der Schienen und Drehen der Räder, auf einen seitlich abgehenden Schienenstrang gebracht werden.

Auf dem eigentlichen Wagen ruht ein zweiter Rahm, der das Gerüst trägt und der mittels Rollen und Zapfen drehbar ist, damit die Ramme nach jeder Richtung hin arbeiten kann. Um auch Schrägpfähle schlagen zu können, ist das Gerüst mit dem Fuß durch Scharniere verbunden und kann durch eine Schraube in verschiedene Neigungen gebracht werden. Die Maschine ist auch dazu eingerichtet, die Ramme bei größern Versetzungen auf Schienen fortzubewegen.

Um heftige Stöße beim Einrücken des Daumens in die Kette zu vermeiden, ist die Dampfmaschine mit der Kettenscheibe durch eine Reibungs-Kuppelung verbunden, wie eine ähnliche Einrichtung übrigens bei allen Dampf-Kunstrammen zwischen der Dampfmaschine und der Winde eingeschaltet werden muß.

Bei neuen Rammen wird sich anfangs die Kette etwas strecken; man muß deshalb die Spannvorrichtungen zeitig nachziehen, weil anders das Eingreifen des Daumens und das Ausrücken unsicher wird. Indessen hört dieser geringe Übelstand sehr bald auf.

Bei einer andern Konstruktion von Menck & Hambrock sind die Läuferruten tiefer als die Plattform der Rammstube hinab geführt, die Läuferstreben ebenfalls drehbar angebracht, so daß die Ramme Schrägpfähle mit der Neigung 1:6 einzuschlagen vermag. Die Fabrik liefert auch Rammen, bei denen die Läuferrute nach vorn geneigt werden kann.

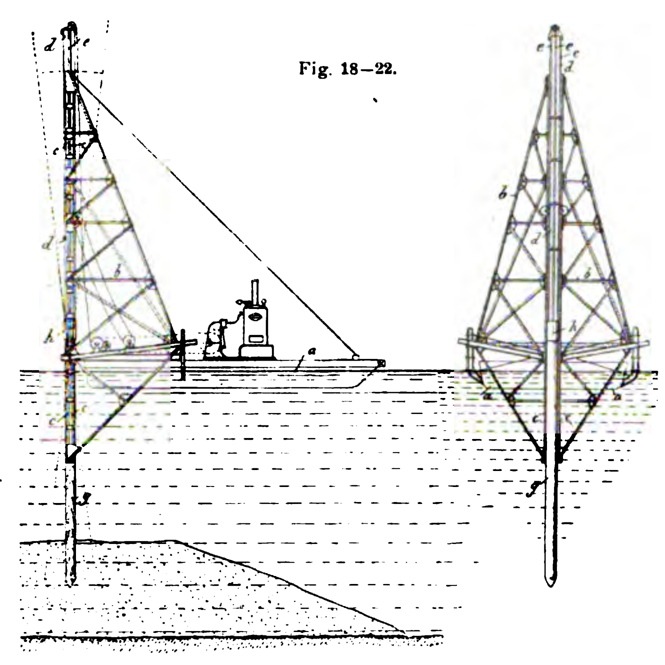
Die Fabrik von Menck & Hambrock liefert ihre Rammen in folgenden Größen (1905):

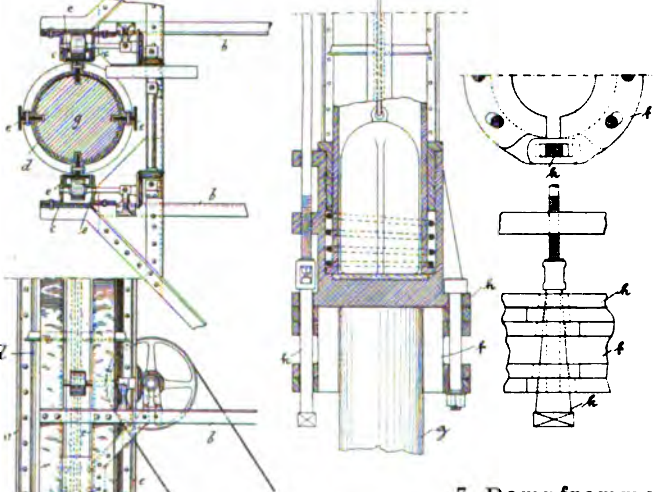
Nr. des Modells	Pferdekraft der Dampfwinde und des Dampfkessels	Gewicht des Bären kg	Zahl d. Schläge in 1 Minute bei 1,5 m Fallhöhe	Höhe bis Unterkante des hochgezogenen Bären m	Gewicht der ganzen Ramme auf Gerüst Nr. 2 rd. kg	Preis der kompletten Ramme ab Fabrik				Seefeste Verpackung in Kisten M.
						mit Gerüst Nr. 1 M.	mit Gerüst Nr. 2 M.	mit Gerüst Nr. 3 M.	mit Gerüst Nr. 3a M.	
3	3	800	11	10	6800	4825	4950	5150	5450	90
4	4	1000	11	11	8600	5850	6000	6250	6650	110
5	5	1200	12	12	10000	6800	7000	7300	7800	130
6	6	1400	12	13	13000	8300	8600	8950	9450	150
8	8	1800	12	14	18000	10600	11000	11400	12100	180

Eine Ramme zum Einrammen von Pfählen unter Wasser hat sich Möbus-Berlin patentieren lassen. Sie beruht auf demselben Grundgedanken, welcher im Wochenbl. f. Arch. und Ing. 1879 S. 72 zum Einrammen hohler Pfähle beschrieben und auch vom Verf. an anderer Stelle zum Abrammen

von Betonschüttungen unter Wasser empfohlen ist. Eine Röhre (Fig. 18 bis 22) *d* ist am Rammgerüst *b* zwischen den Führungsleisten *c* angeordnet. Sie ist aus Quadranteisen mit ⊥-Rippen *c* zusammengesetzt, welche zur Führung des Bären dienen, während auf ihren äußeren Flansch wirkende Reibungsrollen zum Anheben und Senken der Röhren bestimmt sind. Im Fuße der Röhre steckt die Pfahlhaube *h*, die mit ihrer unteren, gelenkig angeschlossenen Verlängerung den Pfahlkopf umfaßt. Durch Lösung der Keilverbindung *k* läßt sich die Haube nach fertiger Rammung leicht vom Pfahlkopf abheben.

Fig. 18–22.





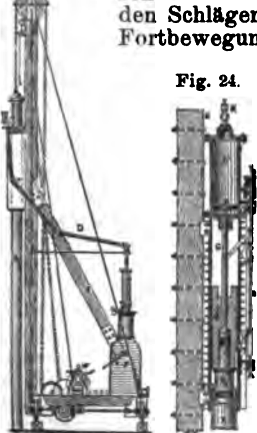
Die Dampf-Kunstrammen besitzen den Vorzug, daß man die Schläge verhältnismäßig schnell einander folgen lassen kann, wenn geringer Hub gewählt wird, daß aber auch großer Hub anwendbar ist bei langsam sich folgenden Schlägen.

7. Dampframmen.

Dampframmen wirken ähnlich wie Dampfhämmer. Sie kommen in neuerer Zeit immer mehr in Aufnahme.

Dampframme von Nasmyth, Fig. 23, 24. Bei dieser Konstruktion, welche wohl die älteste ist, sind die Stoßverluste gering, vermöge der Anordnung, daß das große Gewicht des Gehäuses für den Dampfzylinder usw. stets auf dem Pfahlkopfe lastet. Die Schläge folgen sich schnell (60—80 in 1 Min.); die Rammen eignen sich also besonders für Bodenarten, in denen bei langsam einander folgenden Schlägen der Pfahl sich festsetzt, wie bei Triebsand. Die Fortbewegung der Ramme wird durch die Maschine bewirkt, wie desgl. das Heranholen und Aufziehen der Rammpfähle. Die Steuerung geschieht durch einen Muschelschieber, den der Druck des Dampfes auf den Steuerkolben stets nach oben schiebt, und den ein Hebel, gegen welchen der Bär in seiner höchsten Stellung stößt, nach unten drückt. Hat der Schieber seine tiefste Stellung erreicht, so entweicht der Dampf unter dem Kolben ins Freie. Frischdampf kann erst nach erfolgtem Schlage des Bären, der unmittelbar am untern Ende der Kolbenstange befestigt ist, unter den Kolben treten. Der Dampf wirkt nur zum Heben des Kolbens; das Fallen wird durch die Schwere bewirkt und beschleunigt durch den Druck der gegen Ende des Kolbenhubes im Kolben abgeschlossenen verdichteten Luft. Die Dampfmaschine erhält 4—6 PS.

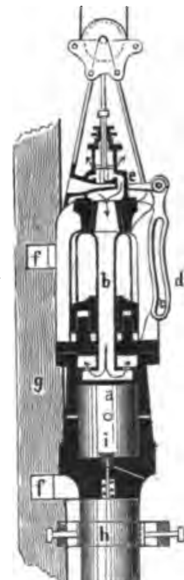
Fig. 23. Fig. 24.



Dampframmen von Schwartzkopff und von Morrison. Diese unterscheiden sich von den Nasmyth'schen dadurch, daß eine erhöhte Schlagwirkung stattfindet, welche erzielt wird, indem der Dampf nach beendigtem Hube über den Kolben tritt und dort expandiert. Die Wirkung dieser Änderung bringt indes den Nachteil mit sich, daß der ohnehin komplizierte Apparat noch komplizierter und daher auch leichter beschädigungsfähig wird.

Dampframme von Riggenbach, Fig. 25. Hierin liegt eine Verbesserung der Nasmyth'schen Konstruktion insofern vor, als der Kolben auf dem Pfahlkopfe feststehend angeordnet und der Zylinder selbst als Bär verwendet ist. Der Dampf tritt durch die hohle Kolbenstange *b* mittels eines Steuerkolbens in den obern Teil des Zylinders und dieser ist in einem Rahmen geführt, an dessen oberer Querverbindung die Kolbenstange befestigt ist; der Rahmen wird seinerseits durch Knaggen *f* an der Läuferrute geführt. Die untere Querverbindung des Rahmens umfaßt ringförmig den Pfahlkopf *h* und wird mit demselben verschraubt; dies ist notwendig, weil im Zylinder beim Aufsteigen etwas Luft verdichtet wird, die das Fallen beschleunigt. Die Steuerung erfolgt durch den Hebel *de*, dessen senkrechter Arm *d* mit einer Kulissenführung versehen ist, in der eine Knagge des Zylinders geführt wird, während der wagrechte Arm *e* infolge der durch die Kulisse erzeugten Schwingung den Steuerkolben regiert.

Fig. 25.



Das Gewicht der nicht schlagenden Teile ist kleiner und daher auch die Druckwirkung geringer als bei der Nasmyth'schen Ramme; die Steuerungsteile werden auch weniger stark durch Stoßen beansprucht.

Dampframme von Lewicki. Dieselbe Anordnung bezüglich des Zylinders und Kolbens wie die Riggenbach'sche zeigt die Konstruktion von Lewicki, bei welcher als Verbesserung ebenfalls eine sogen. Vor-

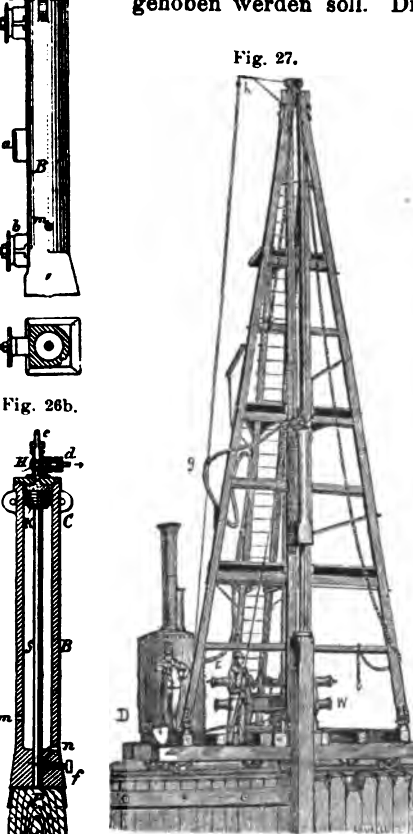
steuerung angebracht ist. Der Steuerkolben dieser Ramme bildet mit dem umgebenden Gehäuse gleichsam eine eigene kleine Dampfmaschine, deren Steuerung durch den Bär selbsttätig bewegt wird. Es sind auf diese Weise die heftigen Erschütterungen vermieden, die bei der Nasmyth'schen Ramme so häufige Reparaturen verursachen.[1])

Fig. 26 bis 27 zeigt die Ramme von Lacour, welche fälschlich oft Figée zugeschrieben wird. Die massive, mit dem Kolben aus einem Stück gearbeitete Kolbenstange S geht durch den Boden des Zylinders, welcher bei der von Riggenbach und Lewicki den Rammbär bildet, und stützt sich lose auf den Pfahlkopf P; der Zylinder gleitet an 2 Läuferruten, zwischen denen die Ansätze a und b sitzen, durch die der Bär zwischen den Läuferruten gehalten wird. Die Ohren c dienen zum Anfassen des Bären, wenn derselbe gehoben werden soll. Die Zuleitung des Dampfes geschieht (Fig. 26 b) bei d durch einen Dreiweghahn H. Der Dampf tritt zwischen den Kolben und den oberen Boden des Bären und hebt letzteren so lange, bis der Hahn in Richtung des Pfeiles von rechts nach links um 90° gedreht wird, wodurch die Dampfzufuhr gleichzeitig abgeschlossen wird. Nach der Drehung kann der Dampf bei e nach außen entweichen und der Bär fallen. Wird die Drehung des Hahns versäumt, so hebt sich der Bär so lange, bis das Loch m am unteren Ende des Zylinders den Dampf austreten läßt. Das Loch n dient zum Ablaufen des Kondensationswassers. Beide Löcher vermitteln gleichzeitig den Ein- und Austritt der Luft. Die Klemmschraube f hat den Zweck, die Kolbenstange beim Aufwinden des Bären festzuhalten. In Nizza wurde in 2 Minuten ein Pfahl von 30×30^{cm} Stärke 3^{m} tief in festen Sand mit einer solchen Ramme von 1000^{kg} Bärgewicht eingeschlagen.

Fig. 26a.

Fig. 26b.

Fig. 27.



Die Dampfzuführung geschieht bei diesen Rammen durch einen Schlauch, der an dem Steuerungshahn (H) anschließt. Das Schlauchende am Hahn muß also die ganzen Bewegungen des Bären mitmachen und wird dadurch leicht undicht. Außerdem erweicht das Kondensationswasser, welches aus dem Zylinder längs der Kolbenstange auf den Pfahlkopf läuft, diesen letzteren, wodurch die Leistung der Ramme sehr beeinträchtigt wird, wenn die Pfähle schwer ziehen.

Über die Kosten von Rammen nach diesem System gibt die nachstehende Preisliste (1905) von Menck & Hambrock (Altona) Auskunft.

[1]) Bei einer Lewicki'schen Ramme, die bei der Düna-Regulierung arbeitete, war Zylinder-Durchmesser 298^{mm}, Hubhöhe 0,62, Dampfspannung 4 Atm., Bärgewicht 1316^{kg}, Anzahl der Schläge in 1 Min. 55—60.

Nummer des Modells	Pferdekraft des Dampfkessels	Pferdekraft der Dampfwinde	Gewicht des Bären	Hubhöhe des Bären	Höhe bis Unterkante des hochgezogenen Bären	Gewicht der ganzen Ramme auf Gerüst Nr. 2	Preis der kompletten Ramme ab Fabrik				Seefeste Verpackung in Kisten
							mit Gerüst Nr. 1	mit Gerüst Nr. 2	mit Gerüst Nr. 3	mit Gerüst Nr. 3a	
			kg	mm	m	rd. kg	M.	M.	M.	M.	M.
3	3	2	450	800	9	5250	4300	4450	4650	4950	90
4	4	3	600	900	10	6600	5350	5500	5750	6150	110
6	6	4	750	1100	11	9000	6950	7150	7450	7950	130
8	8	4	900	1350	12	10750	8000	8300	8650	9250	150
10	10	5	1100	1550	13	12900	9500	9900	10300	11000	170
12	12	6	1250	1750	14	15100	11000	11600	12100	13400	190

Zahl der Schläge zwischen 40 und 30 in 1 Minute. Gerüst 1 (Spalte 8) ist ohne verstellbare Läuferruten und ohne Rollen. Gerüst 2 (Spalte 9) mit wagrecht-drehbaren Laufrollen und bis $^1/_5$ nach hinten und $^1/_{10}$ nach vorn zu neigender Läuferrute. Gerüst 3 (Spalte 10) mit Laufrollen und Läuferrute wie 2, aber doppeltem Fußrahmen, deren oberer um eine senkrechte Achse über dem unteren gedreht werden kann. Gerüst 3a endlich wie 3 aber mit vor dem Rahmen liegender Läuferrute, so daß der Bär an dieser vorbei etwa $^1/_2$ m tiefer schlagen kann.

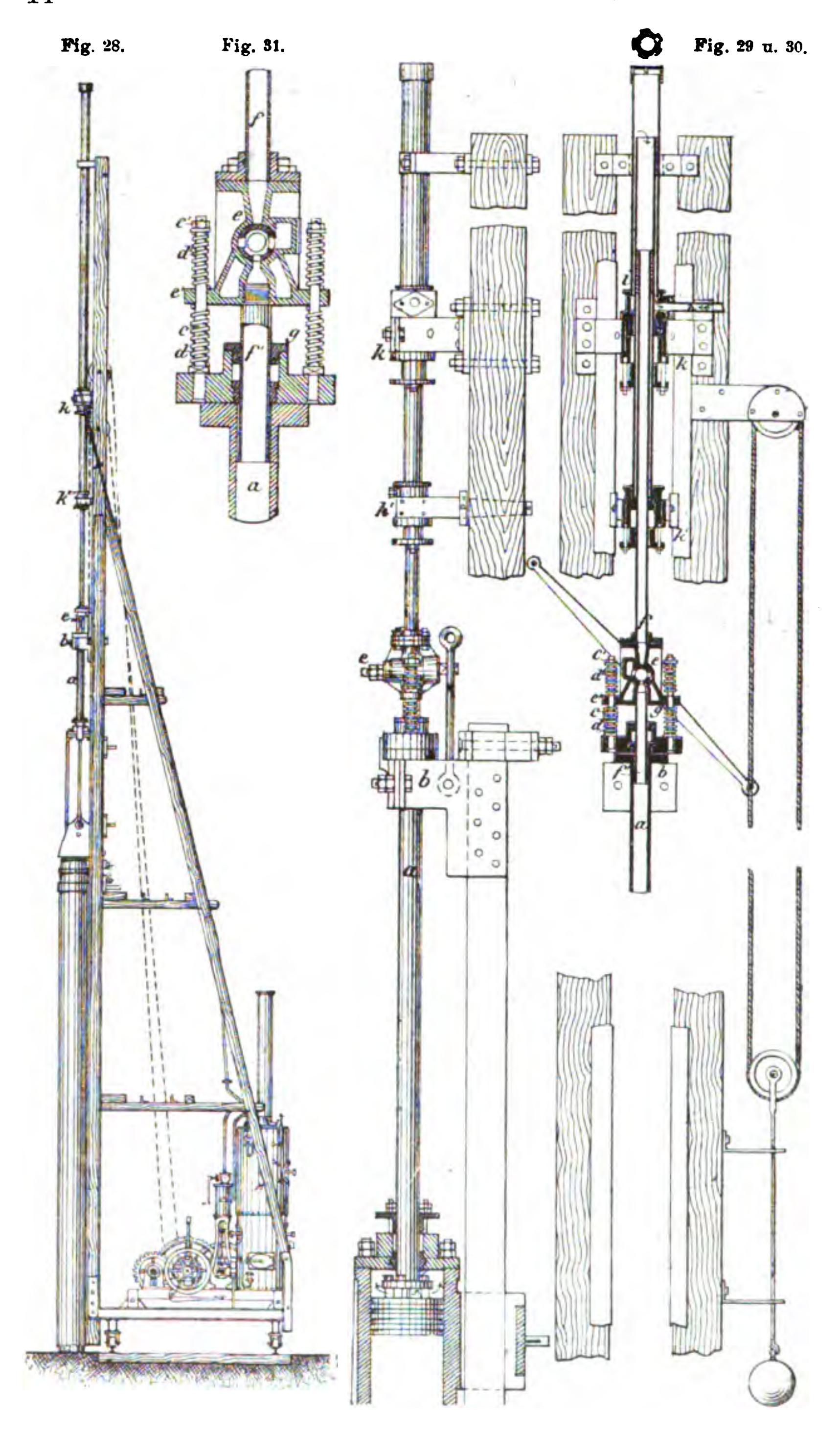
Beide Übelstände haben **Menck & Hambrock in Altona** durch die in Fig. 28 bis 31 auf folg. S. dargestellte Konstruktion zu vermeiden gesucht, bei welcher die Kolbenstange a oben aus dem Zylinder heraustritt, an der Konsole b hängt und sich mittels eines zwischen den Läufern liegenden Ständers mit Fußstück über dem Pfahlkopf mittelbar auf diesen stützt.

Die hohle Kolbenstange führt den Dampf zwischen obere Kolbenfläche und oberen Zylinderdeckel. Hubbegrenzung und Abfluß des Kondenswassers durch Löcher im Zylinder wie bei der Ramme von Lacour. Desgleichen Steuerung durch den Dreiweghahn e, der aber hier nur die Bewegung des Pfahlkopfes mitmacht. Die Dampfzuführung erfolgt durch das (patentierte) Teleskoprohr (Fig. 28 bis 31), welches ganz oben an der Läuferrute mittels des Teleskophalters k befestigt ist. Dieser trägt bei i, fest verbunden, das Teleskoprohr, in welches bei h die Dampfleitung mündet. In der Stopfbüchse dieses Halters k bewegt sich das zweite Rohr und sitzt am unteren Ende in fester Verbindung auf dem zwischen den Läufern beweglichen Teleskophalter k', welcher wiederum in einer Stopfbüchse das dritte Rohr aufnimmt. Dieses stützt sich bei f auf den Steuerungsmechanismus, der mit dem Laufrahmen b des Bären elastisch (Spiralfedern dd' Fig. 31) verbunden ist. Vom Hahne e geht mittels der Stopfbüchse g das Rohr f' in die hohle Kolbenstange a. Für schwer zu schlagende Pfähle ist diese Konstruktion der einfacheren von Lacour vorzuziehen.

Preise dieser Rammen (1905). Zahl der Schläge 40 bis 30 in 1 Minute.

Nummer des Modells	Pferdekraft des Dampfkessels	Pferdekraft der Dampfwinde	Gewicht des Bären	Hubhöhe des Bären	Höhe bis Unterkante des hochgezogenen Bären	Gewicht der ganzen Ramme auf Gerüst Nr. 2	Preis der kompletten Ramme ab Fabrik				Seefeste Verpackung in Kisten
							mit Gerüst Nr. 1	mit Gerüst Nr. 2	mit Gerüst Nr. 3	mit Gerüst Nr. 3a	
			kg	mm	m	rd. kg	M.	M.	M.	M.	M.
3	3	2	550	900	7	5650	4900	5000	5150	5400	100
4	4	3	700	1050	8	7100	6000	6150	6350	6650	120
6	6	4	900	1300	9	9600	7700	7850	8100	8500	140
8	8	4	1100	1500	10	11500	8850	9050	9350	9850	160
10	10	5	1250	1700	11	13800	10450	10750	11100	11650	180
12	12	6	1400	1850	12	16100	12000	12400	12800	12400	200
16	16	8	1600	2150	13	20400	14600	15100	15700	16300	220
20	20	8	1800	2400	14	23000	16700	17300	18000	18700	240
25	25	10	2100	2600	15	28000	19800	20500	21300	23100	260

Fig. 28. Fig. 31. Fig. 29 u. 30.



Neuerdings baut die Firma **Menck & Hambrock** auch sog. Kleindampframmen als Ersatz für Handrammen. Die Bären derselben sind direkt wirkende Rammbären nach dem Patente der Firma oder nach System Lacour.



Fig. 32.

Die Ramme ist dadurch leicht beweglich gemacht, daß die Kesselanlage von der Rammstube getrennt ist. Das Gerüst wird in dreierlei Weise ausgeführt. Bei den Nummern *A* und *B* des Katalogs steht die doppelte Läuferrute auf einer kräftigen Schwelle, an deren Enden auch die beiden Seitenstreben befestigt sind. Außerdem ist eine Hinterstrebe vorhanden, welche die Winde zum Heben des Bären trägt und die, da sie oben durch Scharnier mit den Läuferruten verbunden ist, zum Schrägstellen der Ramme dient. Zwei Kopftaue endlich vervollständigen die Vorrichtungen zum Feststellen. Fig. 32 zeigt die Ausführung *A* dieser Rammen. Ausführung *C* ist ganz ohne Streben. Die aus Gasrohren hergestellte doppelte Läuferrute steht auf einer kurzen Schwelle und wird nur durch 3 bis 4 Kopftaue gehalten. Ausf. *C* eignet sich für sehr enge Baugruben.

Ausführung *D* endlich hat eine dreieckige Rammstube, eignet sich also besonders zum Ausrammen von Ecken. Das Gerüst ist fahrbar. Eine Handwinde steht auf der Rammstube.

Nachstehend einige Preise dieser Rammen (1905).

Nr.	Bezeichnung der Ausführungsweise	Gerüsthöhe bis Unterkante des Bären	Größe des Fallgewichts	Hubhöhe	Kesselstärke	Preis der Rammen mit Zubehör	Preis des Kessels	Also Preis im ganzen	Bemerkungen
		m	kg	m	PS	M.	M.	M.	
A	Patent Menck & Hambrock	4,5	450	0,8	3	2550	1575	4125	Mit Handwinde
A	dsgl.	4,5	250	0,7	2	1950	1325	3275	dsgl.
B	Lacour	3	250	0,7	3	1025	2250	3275	Kessel mit Dampfwinde
C	dsgl.	4,5	250	0,7	2	925	1325	2250	Flaschenzug
	Patent Menck & Hambrock	6	450	0,8	3	2875	1575	4450	Handwinde

Die Rammen, welche 45 Schläge in 1 Minute machen, haben sich gut bewährt.

Durch die Einführung dieser Bauweise ist der Vorwurf, der den Dampframmen früher zu machen war, daß sie zu schwer beweglich und daher für kleine Arbeiten wenig geeignet seien, größtenteils beseitigt.

Da jede unmittelbar wirkende Dampframme infolge des konstanten Hubes nur einen bestimmten Schlag ausüben kann, so ist für jede Rammarbeit ein gewisses Kleinstgewicht des Bären erforderlich, um einen günstigen Erfolg zu erreichen. Es ist daher wichtig, sich bei jeder Rammarbeit zu vergewissern, daß nicht ein zu l e i c h t e r Bär verwendet wird.[1])

Die Leistung dieser Rammen hängt wesentlich von der Geschwindigkeit des Versetzens und Pfahlstellens ab, und es muß auf bequeme Vorrichtungen hierfür besonders geachtet werden, um so mehr, als das Gewicht

[1]) Deutsche Bauzeitung 1885 S. 405 u. 605.

stets verhältnismäßig groß ist. Man hat daher, um sie beweglicher zu machen, den Kessel auch wohl von der Maschine ganz getrennt und denselben nicht mit auf das Rammgerüst gestellt (s. S. 15). Dadurch erhält man aber lange Dampfleitungen und viel Kondensation.

Zum Schluß sei noch auf die im Engineering 1888 II S. 59 und in Revue industrielle 1893 S. 453 mitgeteilte Konstruktion einer doppelt wirkenden Dampframme der Southgate engineering company hingewiesen, bei welcher der den Bär bildende Dampfzylinder nicht nur durch den Dampf gehoben, sondern, wie bei den auf S. 11 erwähnten, auch durch den letzteren auf den Pfahl hinabgeworfen wird. Mittels zweier hohlen Kolbenstangen wird der Dampf abwechselnd über und unter den Kolben geleitet. Diese Ramme kann auch als einfach wirkende benutzt werden. Desgl. auf die Dampframme zum Rammen von 3 Pfahlreihen (Engineer 1891 I. S. 363), welche auf einem zweiachsigen Wagen kranartig so aufgestellt ist, daß man, um die 3 nebeneinanderstehenden Pfähle zu schlagen, die Ramme nicht zu verschieben braucht. Das Gleis für den Wagen liegt auf den bereits gerammten Pfählen. Der Zylinder dient als Bär. Dampfzuleitung durch Metallrohre mit Gelenken. Die Ramme ist gleichzeitig mit Vorrichtung zum Einspülen versehen, Hauptverhältnisse sind: Spurweite 2,737 m; Radstand 2,7 m; Entfernung von Zylindermitte bis Drehzapfen des Aufbaues 5,5 m; Bärgewicht 1500 kg; Fallhöhe 1,83 m; Anzahl der Schläge bis 35 in 1 Min. Kesselüberdr. 6,3 at. Heizfläche 13 qm, Länge der Pfähle 15,2 m. — Eine Anordnung zum gleichzeitigen Rammen von 3 schrägen Pfahlreihen ist in Bremen beim Bau des neuen Hafens angewendet (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 435), hat aber kein Ersparnis gebracht, weil häufig 2 Rammen stillstehen mußten, wenn der Pfahl der dritten nicht zog. 3 einzelne Rammen sind also bei Baugrund mit Hindernissen zweckmäßiger (s. S. 8 oben).

8. Rammen für besondere Zwecke.

Es sei noch auf eine Anzahl Rammen für besondere Zwecke aufmerksam gemacht, die sich teils durch die Größe oder Form des Bären, teils durch besondere Anordnung der Rammstuben usw. auszeichnen.

Rammen für Eisenbetonpfähle. Entsprechend dem großen Gewichte dieser Pfähle müssen die Rammen (soviel bekannt ausschl. Dampfkunstrammen mit Schnepper oder Krebs) zum Eintreiben derselben sehr große Bärgewichte erhalten.

Eine der neusten Ausführungen von der Firma Menck & Hambrock für die A.-G. für Hoch- und Tiefbauten zu Frankfurt a. M. geliefert, hat ein Bärgewicht von 4000 kg. Die Firma baut solche Rammen bis zu 10 000 kg Bärgewicht.

Fig. 33.



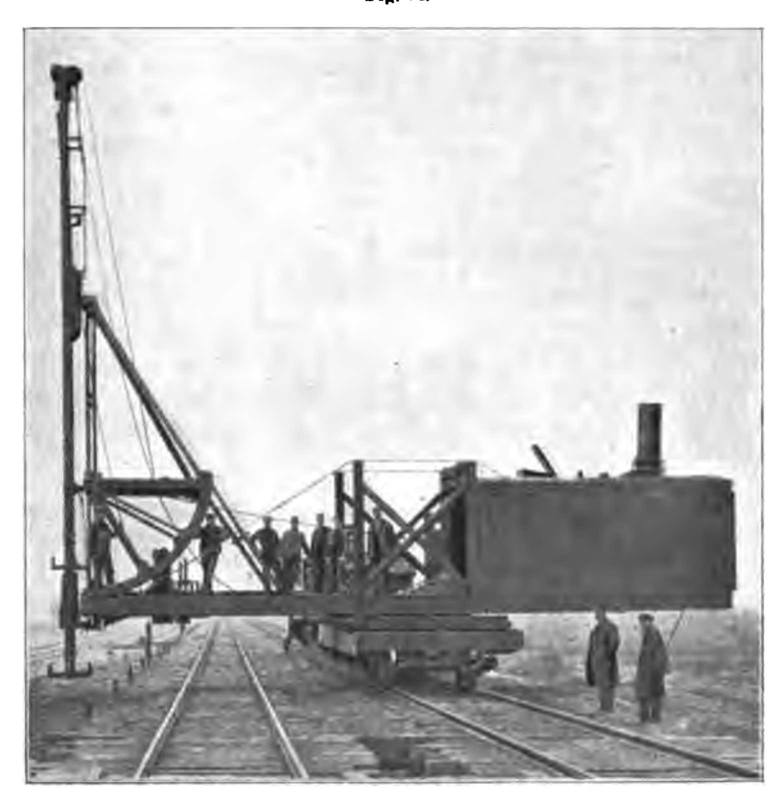
Rammen zum Vorausschlagen für Brücken. Bei den Eisenbahnen in Nordamerika sind vielfach Rammen in Gebrauch, die auf einem (meist 8rädrigen) Wagen drehbar und verschiebbar aufgestellt sind. Man kann mit denselben von dem Geleise aus bis zu 6 m vor Kopf des Geleises Pfähle schlagen, also z. B. eine Brücke vortreiben, indem man die fertig gerammten Pfahljoche sofort als Arbeitsbrücke für den weiteren Vortrieb benutzt. Dreht man das ganze Rammgestell (genau wie eine Drehbrücke auf Rollenkranz), so kann man bis 9 m entfernt neben der bereits fertigen Brücke Pfähle schlagen. Endlich läßt sich die Läuferrute auch noch seitlich schräg stellen, so daß man Schrägpfähle nach jeder Richtung schlagen kann. Fig. 33 zeigt die Ramme schräg gestellt und Fig. 34 gedreht. Für den Transport wird die Ramme rückwärts niedergelegt und überschreitet dann das Normalprofil nicht. In Eng. news 1899 S. 314 ist diese Ramme näher beschrieben. Auf der dort beigegebenen Tafel sind verschiedene Einzelheiten der Konstruktion mit Maßen wiedergegeben, auf welche hier verwiesen werden muß.

Im Jahrg. 1902 Bd. 48 derselben Zeitschr. S. 364, 365 sind weiter eine ganze Reihe der-

artiger Eisenbahn-Rammen mitgeteilt und teilweise abgebildet. Eine Anzahl derselben dient gleichzeitig als Kran und zwar als Kran in der Hauptsache und als Ramme erst in zweiter Linie oder auch umgekehrt. In ersterem Falle wird die Läuferrute oben an dem Ausleger des Kranes aufgehängt und unten an einem unter der Kransäule hervorgeschobenen eisernen Träger befestigt. Diese Befestigung ist durch ein Handrad mit Zahnstange verstellbar, so daß die Läuferrute vorwärts und rückwärts geneigt festgestellt werden kann.

Die Rammen können bis zu 6 ^{m} vorausschlagen und teilweise auch drehbrückenartig gedreht werden. Eine derselben ist auch so eingerichtet, daß die Maschine mit Kessel usw., welche als Gegengewicht für den Kran


Fig. 34.



dient, auf Rollen für sich allein verschoben werden kann, um die Standsicherheit des Ganzen regeln zu können. Dagegen fehlen Rammen mit seitlich schräg zu stellenden Läuferruten.

Eine einfachere Ausführungsweise zeigt Fig. 35. Dieselbe kann vorausschlagen und außerdem seitlich schräg gestellt werden. Sie eignet sich also besonders zur Herstellung hölzerner Jochbrücken mit seitlichen Schrägpfählen.

Die seitliche Schrägstellung erfolgt durch die beiden Schrauben N, von denen die eine entsprechend gelöst, die andere gleichviel angezogen wird. Die Muttern sind mit Sperrvorrichtung versehen, so daß sie sich nicht von selbst lösen können. Die Drehung des Balanciers, an dem die

Läuferruten und Seitenstreben unten befestigt sind, erfolgt dabei um einen wagrechten Zapfen. Die Konstruktion läßt sich leicht dahin abändern, daß die Läuferrute nicht nur seitlich, sondern auch nach hinten und vorn schräg gestellt werden kann. Unter dem oberen, die Rammstube bildenden Rahmen liegt eine Welle *S*, an der Triebräder *P* sitzen, welche in Zahnstangen eingreifen. Die Triebräder sind mit Rollen *R* verbunden, auf denen das ganze oberste Gestell seitlich verschoben werden kann.

Die Verschiebung kann durch einen Mann mittels des Klinkhebel-Werkes *W* ausgeführt werden. Die Längsbewegung erfolgt auf den Rollen *D*, von denen 8 Stück vorhanden sind. 6 Stück sind für die Abstützung notwendig. Die beiden anderen werden bei der Bewegung hinten fortgenommen und vorn vorgelegt. Diese Konstruktion zeichnet sich durch Einfachheit aus und ist für Bauzwecke die geeignetste.

Es würde auch nicht schwierig sein, die Konstruktion auch noch drehbar einzurichten. Es müßte für diesen Zweck allerdings noch ein weiteres Rahmengestell angeordnet werden.

Fig. 35.

Eine weitere Ramme zum Vorausschlagen ist nach amerikanischer Quelle in Uhlands prakt. Masch.-Konstr. 1904 S. 190 dargestellt und beschrieben. Diese rammt Pfähle bis zu 5,85 ^{m} vor dem Wagen in der Richtung der Geleise, kann gedreht werden und dann 9,20 ^{m} von der Geleis-Mitte im rechten Winkel zum Geleise rammen. Seitlich schräg zu stellen ist sie nicht, dagegen kann sie sich selbst fortbewegen mit einer Geschwindigkeit bis zu 32 ^{km} in 1 Stunde. Bärgewicht 1,6 ^{t}, Gewicht der ganzen Masch. 55 ^{t}, Höhe der umlegbaren Läufer 10,65 ^{m}. Näheres d. Quelle.

Dampframmen für Kanalisations-Baugruben, die Baugruben überspannend mit freifallendem und direkt wirkendem Rammbär. Die Läuferruten sind in die Baugruben versenkbar, um Bohlen in der Sohle der Grube schlagen zu können. Von dieser Ausführung liefert die Firma Menck & Hambrock einfache und Doppelrammen, d. h. solche, bei der ein in der Mitte stehender Kessel auf jeder Seite der Baugrube einen Rammbär treibt, von denen entweder nur je einer rammt, während auf der anderen Seite eine neue Bohle gesetzt wird, oder beide gleichzeitig rammen. Diese Rammen werden mit oder ohne Vorrichtung zum Ausziehen der Spundbohlen geliefert.

Baugrundstößel-Rammen, das sind Rammen, wie sie bei dem weiter unten zu beschreibenden Dulac'schen Gründungs-Verfahren verwendet werden. Es sind dies Dampfkunstrammen mit vorn überhängender Läuferrute und Krebs oder Schnepper. Nähere Auskunft erteilt der Katalog der Firma.

9. Mit Druckwasser betriebene Rammen.

Man hat solche vereinzelt in England versucht, jedoch ist das Ver-

fahren nur dann von Nutzen, wenn eine Zentralanlage für Druckwasser-Betrieb in der Nähe, oder eine Wasserleitung genügend starken Wasserdruck zu billigen Preisen liefert.

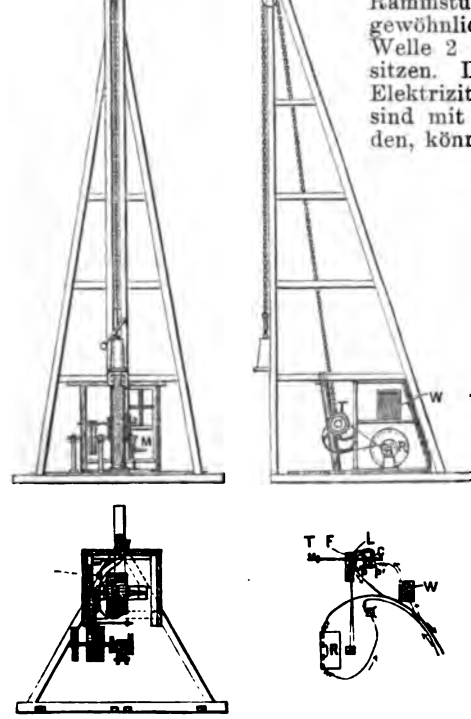
10. Elektrisch betriebene Rammen.

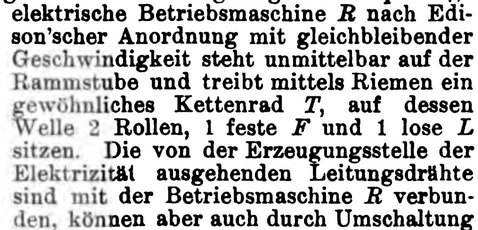
Literatur.

Ausnutzung der elektrischen Kraft zum Betriebe einer Ramme: Zentralbl. d. Bauverw. 1891 S. 228. — Elektr. Rammen: de ingenieur 1893 Nr. 13 u. Deutsche Bauztg. 1893 S. 487. — Elektrisch betriebene Rammen bei dem Bau der Eßlinger Brücke: Dinglers polyt. Journ. 1893 S. 289 S. 23. — Elektrische Ramme der Fabrik Oerlikon in Luzern mit Erfolg angewendet: Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1894 S. 324. — Anwendung elektrisch betriebener Rammen beim Bau der neuen Donaubr. zu Budapest: Zeitschr. f. Transportw. u Straßenbau 1899 S. 110. — Elektrische Rammen mit Elektromagnet zum Fassen des Bären: Engineer 1902 II. S. 291.

Was oben von den mit Druckwasser betriebenen Rammen gesagt wurde, gilt teilweise auch von dem elektrischen Betriebe, von welchem Fig. 36 eine in Frankreich stattgehabte Anwendung zeigt. Die 8pferdige elektrische Betriebsmaschine R nach Edison'scher Anordnung mit gleichbleibender Geschwindigkeit steht unmittelbar auf der Rammstube und treibt mittels Riemen ein gewöhnliches Kettenrad T, auf dessen Welle 2 Rollen, 1 feste F und 1 lose L sitzen. Die von der Erzeugungsstelle der Elektrizität ausgehenden Leitungsdrähte sind mit der Betriebsmaschine R verbunden, können aber auch durch Umschaltung mit den in der Nähe von R angeordneten Widerständen W in Verbindung gesetzt werden. Ist der Strom geschlossen, so geht er beständig durch die mit gleichmäßiger Geschwindigkeit arbeitende Betriebsmaschine R; er nimmt seinen Weg durch die Widerstände W nur bei einem Stillstande des Kettenrades, um die durch das Heben des Bären ausgeübte Kraftleistung auszugleichen. Zu dem Ende ist der Leitungsdraht der Widerstände an dem einen Ende mit einem festen Kupferstücke PP_1 verbunden und auf dem anderen Ende mit einem auf der Welle befestigten, kupfernen Ansatz C, der auf PP_1 gleitet. Die Welle kann aber mittels der Kurbel M ausgerückt werden, um den Riemen von der festen Welle auf die lose übergehen zu lassen, in welchem Falle sie mithin zugleich als Umschalter dient und den Strom von der Betriebsmaschine auf die Widerstände überleitet. Die verbrauchte Kraft bleibt somit immer dieselbe.

Fig. 36.





Die Ramme an sich war eine gewöhnliche Kunstramme. Das Gewicht des Bären betrug 500 kg, die Hubhöhe je nach Bedarf 5 bis 6 m. Die Stromstärke war 63 Ampère, die elektrische Kraft an der Erzeugungsstelle 112 Volt und an der etwa 100 m entfernten Betriebsstelle 100 Volt. Der Leitungsdraht (Kupfer) war 5 mm stark, Kraftverlust durch Leitung, Maschinen und Wellen 31 %.

Der elektrische Rammbetrieb hat jedenfalls mehr Aussicht auf häufigere Anwendung, als der hydraulische, nicht nur wegen der viel bequemeren Zuleitung der Kraft, sondern auch, weil in der Zukunft die Zahl der elektrischen Anlagen die der hydraulischen weit überwiegen wird, wenn diese durch erstere nicht ganz verdrängt werden.

Eine besondere Abart von elektrischer Ramme ist im Engineer (s. Liter. Nachw.) mitgeteilt. Bei derselben wird das Gewicht des Bären nicht nur durch einen Elektromotor gehoben, sondern die Stelle des Krebses vertritt ein starker Elektromagnet, der den 8 t schweren Bär, wenn der Strom geschlossen ist, hebt und ihn fallen läßt, wenn der Strom unterbrochen wird.

11. Die Pulverramme und Eintreiben durch Dynamit.

Die Wirkung wird hier dadurch hervorgebracht, daß ein unten geschlossener, oben offener Hohlzylinder, der Mörser oder die Kanone, in welchen der Stempel des Rammbären paßt, auf dem Pfahlkopfe befestigt wird. Der Bär wird zunächst gehoben, dann eine Patrone in den Mörser geworfen, worauf man den Bär fallen läßt. Durch das Aufschlagen des Stempels auf die Patrone entzündet sich die letztere und schleudert den Bär hoch; währenddem wird eine neue Patrone in den Mörser geworfen usw. — Die Urteile über diese Rammen sind vorwiegend ungünstig; ein günstiger Erfolg ist höchstens bei Rammen in Triebsand zu erwarten. In anderen Bodenarten, namentlich in festem Sande und Kies, arbeitet die Ramme zu teuer.

Die Anwendung des Dynamits zum Eintreiben von Pfählen ist von Oberstleutnant von Predanovic versucht.[1])

Kosten und Zeitverbrauch sollen geringer gewesen sein als bei Kunstrammen. 2 Ladungen von 0,5 kg Dynamit wirkten so viel wie 10 Schläge einer Kunstramme von 750 kg Bärgewicht bei 3 m Fall. Die Anwendung wird sich immer nur für Militärbauten (Pioniere) empfehlen, bei denen das Personal mit diesem Sprengstoff umzugehen versteht, wenig für Zivilbauten. Wie die Pulverramme dürfte auch diese Anwendung wenig Verbreitung finden.

Wie die Pulverramme sind viele der älteren Konstruktionen der Dampf-Kunstramme in neuerer Zeit aufgegeben.

b. Eintreiben von Pfählen mittels Druckwasser.

Literatur.

Einspülen von Pfählen: Deutsche Bauztg. 1873 S. 92; ebenda 1874 S. 261; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875 S. 310; ebenda 1877 S. 371, desgl. 1879 S. 45; Deutsche Bauztg. 1880 S. 605; Zentralbl. d. Bauv. 1882 S. 467, 1883 S. 7; Deutsche Bauztg. 1882 S. 225 u. 612; Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882 S. 212; Wochenbl. f. Baukunde 1886 S. 413, 1887 S. 267; Deutsche Bauztg. 1889 S. 222. — Drehvorrichtung zur Pfahlsenkung mit Wasserspülung: Génie civil 1896 Bd. XXIX S. 72. Ann. des ponts et chauss. 1887 Fevr. — Einspülen von Pfählen: Engineering 1899 Mai S. 674; Zentralbl. d. Bauv. 1887 S. 186; 1889 S. 366; 1899 S. 268; Génie civ. 1888 S. 174; 1899 S. 299; Zeitschr. f. Bauw. 1889 S. 507; Tydschrift van het kon. inst. van ing. 1886/87 S. 171; Nouv. ann. de la constr. 1888 S. 144; Zeitschr. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1899 S. 800.

Das Verfahren ist zuerst im amerikanischen Sezessionskriege von J. M. Glean zu dem Zwecke angewendet worden, um die Bai von Mobile durch 3,5—6,5 m tief im Grunde steckende Pfähle vor dem Einlaufen feindlicher Schiffe zu sichern; zur Erzeugung des Druckwassers diente eine Dampf-Feuerspritze. Um das Druckwasser zuzuführen, waren nahe der Spitze 2 eiserne Krampen in den Pfahl geschlagen, durch welche man das 30 mm weite Mundstück des Spritzenschlauchs steckte. Während des Einsinkens der Pfähle wurde das Mundstück mittels Zugs an einer Hanfschnur stets in gleicher Tiefe mit der Pfahlspitze gehalten. Hatte der Pfahl die richtige Tiefe erreicht, so wurde mittels der Schnur das Rohr wieder hoch gezogen. Der Boden bestand aus feinem Sande. Senkungs-Fortschritt 0,3 m in der Sek.

---

[1]) Mitteilungen des k. k. technischen und administrativen Komitees in Wien 1883 Heft 7 und Dingler's polytechn. Journal 1883, Bd. 247, S. 44—45.

In ähnlicher Weise wird das Verfahren jetzt vielfach angewendet; und zwar hat man in Städten bisweilen die Wasserleitung anstatt der Druckpumpe benutzt.

Es hat sich dabei als vorteilhaft herausgestellt, eine **ruhende Belastung** auf den Pfahl zu bringen, Fig. 37, oder mit einer leichten Ramme demselben Schläge zu erteilen, wie auch Rundhölzer zu drehen und zu rütteln. Bei tief einzutreibenden Pfählen wird eine ruhende Belastung unbedingt erforderlich, weil der Druck des eingespritzten Wassers allerdings einerseits die Reibung zwischen Pfahl und Erdreich zum großen Teil aufhebt, indem das Wasser den Boden verhindert gegen den Pfahl zu drücken, anderseits aber dieser Wasserdruck auch einen bedeutenden Auftrieb erzeugt.

Fig. 37.

Um **Spundbohlen durch Rammen mit Hilfe von Druckwasser** einzutreibeu, wurde bei Borgfeld an der Wümme mit Vorteil eine durch eine Lokomobile von 10 PS getriebene Kreiselpumpe benutzt. Die Fig. 38, 39, 40 zeigen das Verfahren dabei. Das runde Druckrohr wurde auf die Fuge zwischen der zuletzt eingespülten und der neu einzuspülenden Bohle gesetzt und hatte nicht nur unten, sondern auch seitlich Öffnungen. In dieser Stellung reinigte das Wasser die Fuge von Sand, und bewirkte auch, daß der neu einzutreibende Pfahl zur Fuge, als Stelle des geringsten Widerstandes, sich hinzog, so daß ein dichter Schluß zwischen den einzelnen Bohlen erzielt wurde. Das Bärgewicht der Ramme betrug nur 150 kg.

Bei Spundwänden ist die Mithilfe von Rammen oder eine starke Belastung deshalb unbedingt anrätlich, weil, wenn man hier Spülung allein anwenden wollte, dies nur auf Kosten der Dichtheit zu erreichen wäre. Man würde es nämlich unterlassen müssen, die Bohlen durch Keile und Ketten stramm aneinander zu treiben. Unter Mitanwen-

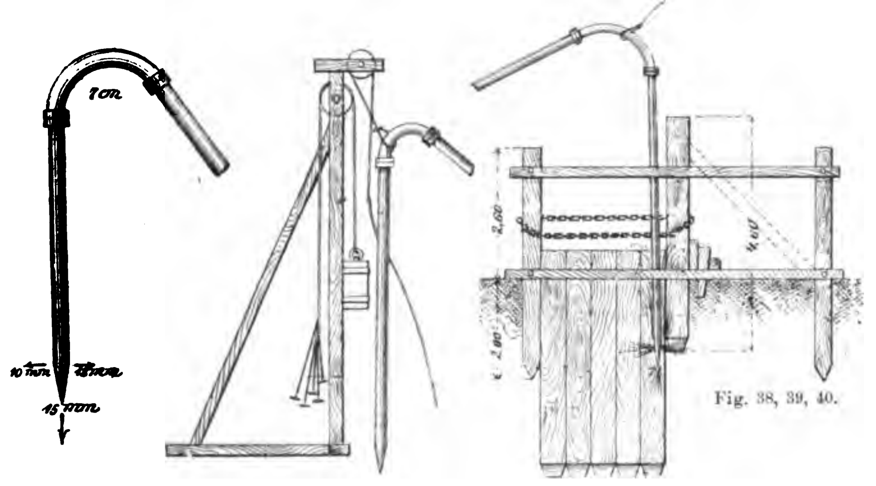


Fig. 38, 39, 40.

dung einer Ramme erforderte das Einspülen einer Bohle bis auf 4,5 m Tiefe 20 Min. Zeit, ohne Ramme (aber auch ohne Anziehen durch Keile und Ketten) nur $6^1/_2$ Min. Eine Ramme nach Sisson und Withe's Bauart mit

1050 kg Bärgewicht allein angewendet, gebrauchte durchschnittlich einschl. des Umsetzens und Drehens 88 Min.

Waren in diesen besondern Falle auch die Kosten des Einspülens wenig geringer, als diejenigen des Eintreibens mit der Dampf-Kunstramme, so zeigte das Verfahren doch folgende Vorteile: 1. Bedeutende Zeitersparnis. — 2. Es sind auch Spundbohlen verwendbar, die, durch Trocknen rissig geworden, beim Rammen mit schwerem Bär spalten. — 3. Aus demselben Grunde sind auch Bohlen von geringerer Stärke verwendbar. — 4. Spundbohlen, welche ungenau stehen, können, so lange die Pumpe noch arbeitet, sehr leicht wieder ausgezogen werden. Es erforderte dies nur 3 bis 4 Min. Zeit und ließ sich mit einer einfachen Brechstange bewirken, während es bei den mit der Ramme geschlagenen Pfählen viel Mühe und $2\frac{1}{2}$ Stunden Zeitaufwand verursachte. — 5. Das umliegende Erdreich wird wenig oder gar nicht erschüttert; es werden also nahe gelegene empfindliche Bauwerke nicht geschädigt.

Die bisherigen Erfahrungen haben gezeigt, daß das Verfahren bei Sand- und Kiesboden mit großem Vorteil zu verwenden ist, während es sich bei Ton- und Torfboden weniger vorteilhaft erweist.

Wie bei dem Rammen das Versetzen oft mehr kostet, als die Rammarbeit selbst, so ist beim Einspülen das Auf- und Abbringen der Belastungen zeitraubend und teuer; man hat also hierzu möglichst bequeme Einrichtungen zu treffen. Bei den Hafenanlagen zu Calais wurden mit dem Einspülen von Spundbohlen folgende Erfahrungen gemacht: Dort hatte man die Spundbohlen anfänglich mit Dampframmen eingetrieben und da die Tiefe gering (2,5 m) war, nur 8 cm starke Bohlen verwendet. In dem fest gelagerten Triebsand zersplitterten aber die Bohlen, infolge dessen man die Stärke derselben allmählich bis auf 15 cm erhöhte.[1])

Endlich aber nahm man Zuflucht zur Wasserspülung. Man fand, daß nur ein sehr mäßiger Wasserdruck erforderlich war, nicht größer, als daß man denselben durch kleine Gartenspritzen oder Hand-Feuerspritzen erzeugen konnte. Das Einspritzen geschah in folgender Weise: Die mit der Pumpe durch Schläuche verbundenen Blechröhren von 27 bis 35 mm Weite senkte man an beiden Seiten der Bohlen in den Boden, während auf dem Kopfe der Bohle das Gewicht des Rammbären ruhte. Während die Spritze arbeitete, bewegte man die Blechröhren an der Bodenfläche auf und ab, auch hin und her. Einzelne Schläge der Dampframme beschleunigten die Senkung, indem durch sie die Reibung in der Spundung überwunden wurde; einzeln stehende Pfähle sanken auch ohne Rammschläge. Man vereinigte 5 bis 6 Bohlen durch Zangen zu etwa 1,7 m breiten Tafeln und trieb diese mit Hilfe der Rammen und der Spülung in 14 Min. 2,5 m tief ein.

Für die Spundwände des Dockhafens, teilweise 7 bis 8 m tief, wurde das Druckwasser aus einem etwa 15 m hoch aufgestellten Behälter mit einer provisorischen Druckleitung zugeführt, welche in kurzen Abständen mit Hähnen zum Anschluß von Gummischläuchen versehen war. Bei den Spundwänden der Uferwände stellte man auf jeder Dampframme eine kleine Dampfpumpe auf, die das Druckwasser mit 2 Atm. Spannung lieferte.

Die Dampframme (Bauart Lacour) hatte 1200 kg schweren Bär und machte bis 30 Schläge in 1 Min. bei kleinem Hub.

Man hat das Einspritz-Verfahren mit Nutzen auch bei Lehmboden angewandt zum Eintreiben gußeiserner Pfähle für eine Landebrücke. Um die Pfähle genau in die richtige Tiefe zu bekommen, verminderte man den Wasserstrahl gegen das Ende der Eintreibung und vermied dadurch

---

[1]) Es ist dies dieselbe Erscheinung, die man in Hamburg bei ähnlichem Boden machte. Die schnellen Schläge der Dampframme verdichteten mit dem Fortschreiten der Rammarbeiten den Boden so stark, daß stets die 3. oder 4. Bohle zersplitterte und ihr Kopfende vollständig zerstört wurde. Man ging darauf zum Gebrauch von Dampf-Kunstrammen mit Kette ohne Ende über, welche sich bei den gegebenen Boden-Verhältnissen den Dampframmen überlegen zeigten, weil bei den langsamern Schlägen dem Boden unter der Pfahlspitze mehr Zeit blieb auszuweichen. Über die Schwierigkeiten von Rammarbeiten im Triebsande siehe auch „Deutsche Bauzeitung 1884 S. 394—395.

die Bildung von Höhlungen am Fuße der Pfähle. Das Einspülen hat sich sowohl zum Eintreiben unten offener, als auch unten geschlossener Eisenrohre bewährt. Unten offene Rohre wurden z. B. in Chiavari (Korsika) mittels einer gewöhnlichen Feuerspritze eingetrieben. Der Schlauch war bis zum unteren Ende des Pfahles in denselben eingeführt; der Sand kam mit dem Wasser oben aus der Röhre heraus. Man konnte bei feinem Sande einen Pfahl bis zur Tiefe von 3 m in 2 Stunden senken. Um einen festen Stand der Röhrenpfähle zu erzielen, sicherte man denselben, nachdem er die richtige Tiefe erreicht hatte, zunächst durch Festlegen vor weiterem Sinken und erweiterte dann den Hohlraum an seinem Fuße mittels der Feuerspritze noch mehr. Darauf füllte man denselben von oben her mit festem Sande endgiltig aus und erhielt so eine sichere Grundlage. Auch das Innere der ganzen Pfähle wurde mit Sand ausgefüllt. Eine Ausfüllung mit Mörtel wäre noch sicherer gewesen.

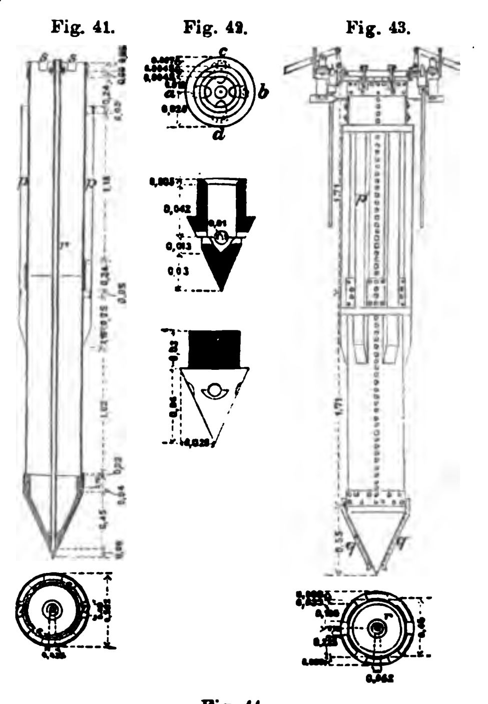
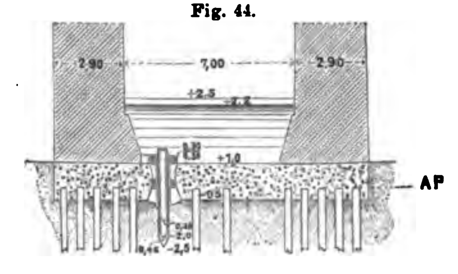


Fig. 41. Fig. 42. Fig. 43.

Unten geschlossene Röhren von 0,45 m Weite, in denen Wasserkraftsammler zur Bewegung von Panzertürmen aufgestellt werden sollten, sind in der neuen Maasmündung nach mehreren vergeblichen anderweitigen Versuchen wie folgt mittels Druckwassers versenkt. In dem fertigen Betonfundamente der Türme wurden zunächst Löcher für die Röhren ausgebrochen, Fig. 44, und in diese die Rohre auf dem festen Sanduntergrunde aufgestellt. Die Rohre erhielten auf ungefähr 1,9 m ihrer Länge 6 hölzerne Führungen *p* (Fig. 41), welche durch 2 eiserne Bänder verbunden waren. Sowohl auf dem Betonfundamente, als auch so tief als möglich in der darin gemachten Öffnung wurden starke hölzerne Rahmen befestigt (Fig. 44), in welche die Umkleidung des Rohres gut paßte. Die gußeiserne Spitze erhielt 2 < Eisen *q* (Fig. 43), welche den Zweck hatten, beim Drehen der Pfähle während der Senkung den Sand zu lösen. Das zum Spülen dienende Gasrohr *r* von 0,035 m innerem Durchmesser (Abb. 41) war an der Spitze festgeschraubt und stand mit 2 Dampfkessel-Speisepumpen in Verbindung (Abb. 43). Die Spitze hatte 4 seitliche Bohrungen (Fig. 42), durch die das Druckwasser nach allen Richtungen hin austrat. Nach beendeter Senkung des Rohres wurden diese Öffnungen dadurch wasserdicht geschlossen, daß man durch das Gasrohr einen Bleipfropf hinunterließ und mittels einer langen Eisenstange in die Öffnung der Pfahlspitze einrammte.

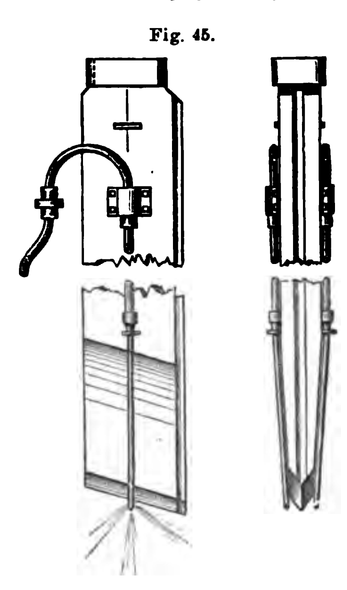
Fig. 44.



Alsdann wurde das Gasrohr abgeschraubt. Dauer einer Versenkung 11 Stunden.

Beim Bau der Stadtschleuse in Bromberg hat man die Spundwände bis zu 10 m Tiefe durch gleichzeitiges Rammen und Spülen mit vorzüglichem Erfolg in reinem Sandboden eingetrieben. Je 2 Bohlen waren durch Klammern mit einander verbunden und auf beiden Seiten längs der gemeinsamen Fuge Gasrohre von 5 cm Weite und mit unten sich auf 2,5 cm Weite verengenden Spitzen ebenfalls mit Eisenklammern so leicht befestigt, daß sie nach beendeter Senkung leicht wieder herausgezogen werden konnten. Fig. 45. Die Druckpumpe lieferte 300 ltr. Wasser von 6 bis 8 Atm. Druck in 1 Min. Sie hatte ein Sicherheitsventil, weil man Verstopfungen der Rohröffnungen bei den Rammschlägen fürchtete. Bei reinem Sandboden traten diese nie ein, wohl aber stets beim Durchfahren schwacher Tonschichten. Der Rammbär wog 800 kg und trieb mit jedem leichten Schlage die Bohlen unabhängig von der Tiefe 20 cm abwärts. Die Wand war tadellos.

Fig. 45.



In ähnlicher Weise hat man die Rostpfähle für die lange Brücke in Potsdam mit Hilfe von 2 an den Pfählen befestigten Gasrohren, die bis nahe an die Spitze derselben reichten und unten so gebogen waren, daß sich beide Wasserstrahlen unter der Pfahlspitze trafen, bis auf eine Ortsteinschicht ohne Hilfe einer Ramme eingesenkt. Durch diese hindurch und für den Rest ihrer Tiefe wurden dieselben dann nur gerammt.

Dagegen hat man an der Ostsee bei Oxhoeft Buhnenpfähle mit Hilfe von Druckwasser vorteilhaft versenkt, ohne das Druckrohr an denselben zu befestigen. Bei reinem Sande genügte es für das Senken des Pfahles, diesen nur zu drehen; bei einem Grunde mit festeren Ton- und Lehmschichten mußte außerdem mit einer Handramme von 30 bis 40 kg Gewicht gerammt werden. Pfahllänge 2 bis 4 m, Gasrohrweite 27 mm. Es zeigte sich als vorteilhaft, das Gasrohr nur ungefähr 20 bis 30 cm tiefer als die Pfahlspitze zu senken und dasselbe während der Arbeit beständig etwas auf- und abzubewegen. Ist das Rohr vom Pfahle unabhängig, so ist ein Verstopfen desselben durch Tonschichten nicht zu befürchten.

Die günstigen Erfolge, welche man bei den Buhnenpfählen hatte, führten dazu, 2 große Dampfkunstrammen mit Spritzvorrichtungen zu versehen. Man nahm hierfür Pulsometer mit Windkesseln von M. Neuhaus & Co. Nr. 3 und 4 mit 250 bezw. 400 ltr. Leistung bei 10 m Förderhöhe. Die Rohrweite wurde zu 27 mm beibehalten. Spundwände hat man mit Hilfe eines Druckrohres in der Weise eingetrieben, daß man dies Rohr zwischen dem bereits stehenden und dem neu einzutreibenden verklammerten Doppelpfahle unterbrachte. Zu dem Zwecke machte man die Nut so viel tiefer, als die eingreifende Feder, daß das Rohr neben dieser noch Platz fand. Die Mündung des losen Gasrohres wurde hierbei nicht tiefer als die Spitze des einzutreibenden Pfahles gehalten Durchschnittsleistung bei günstigem Boden (Sand, Schlick) an 1 Tag 7 Doppelpfähle von 7 bis 8,5 m Länge, 18 cm Stärke und 25 bis 40 cm Breite des einzelnen Pfahles. Die Nut zwischen den beiden Doppelpfählen wurde nicht vertieft. Rammtiefe 3 bis 4,5 m. Personal: 1 Zimmermann, 1 Maschinist und 7 Arbeiter. Der Pulsometer 3 (250 ltr.) versagte beim Einrammen von 16 m langen

Pfählen in festen Seesand bei 8 m Rammtiefe. Der Pulsometer 4 genügte bisher stets.

Wenn man das Druckwasserrohr an den einzutreibenden Pfählen befestigen und gleichzeitig Pfahlschuhe anwenden wollte, hat man das Mündungsrohr auch wohl an die letzteren angegossen.

Man kann zum Einspülen von Pfählen jede Druckpumpe benutzen, es sind aber auch bereits besonders für diesen Zweck gebaute Maschinen erhältlich. Die mehrfach genannte Firma **Menck & Hambrock** baut solche als selbständige fahrbare Dampfpumpmaschinen, d. h. mit eigenen Kesseln zu folgenden Preisen:

Stärke der Maschine . . . . . . PS.	3	4	5	6	8	10
Leistung für 1 Minute . . . . . . ltr.	350	470	580	700	820	930
Preis ab Fabrik . . . . M.	3200	3800	4350	4700	5700	6300

Ferner für Pumpen mit eigenem Dampfzylinder, der den Dampf vom Kessel der Ramme erhält, zu den Preisen:

Pferdestärken der Maschine . . . . PS	3	4	5	6
Leistung für 1 Minute . . . . ltr.	350	470	580	700
Preis ab Fabrik . . . . M.	1800	2000	2500	2700

Oder endlich solche, an denen die Pumpe an die Rammaschine angekuppelt werden kann, zu den Preisen:

Erforderliche PS.	3	4	5	6
Leistung für 1 Minute. . . . . ltr.	350	470	580	700
Preis ab Fabrik . . . . M.	1400	1500	1900	2000

Bei den beiden letzteren Ausführungen muß natürlich der Kessel bez. Kessel und Maschine der Ramme entsprechend stärker sein. Die letzte Ausführung mit einer Ramme mit rücklaufender oder endloser Kette verbunden, kann nur benutzt werden, wenn die Ramme **nicht** arbeitet, bei direkt wirkenden Dampframmen dagegen mit der Ramme zugleich. Sie empfehlen sich daher nur für letztere.

Über Einspritzen von Scheibenpfählen, Röhren usw. vergl. Kap. II Abschn. III H. b 2 und VIII L.

c. Eintreiben durch Dampf.

Eine neue Art des Eintreibens von eisernen Rohren ist in Riley (Kansas) angewendet. Es handelte sich dort um Absenkung eines Röhrenbrunnens, jedoch ist dies Verfahren auch ebenso gut zum Eintreiben hohler eiserner Tragpfähle anwendbar.

Man bohrte zunächst mit einem gewöhnlichen Erdbohrer ein Loch von 6 m Tiefe und senkte in dieses das 15 cm weite schmiedeiserne Brunnenrohr hinein. Dies Rohr hatte unten auf 2 m Länge Löcher von 1 cm Weite. In das Innere dieses Rohres wurde ein zweites von 5 cm Weite gesenkt, welches unten in eine seitlich umgebogene Spitze endigte, und in welches man Dampf von 10 Atm. Spannung leitete. Dieser Dampf lockerte auf dem Grunde und durch die Löcher tretend auch außerhalb des großen Rohres den Boden und erzeugte nach kurzer Zeit einen zusammenhängenden Strom von Wasser in dem 15 cm weiten Rohre, welcher Sand und Stein mit nach oben brachte. Ein Arbeiter drehte das sich allmählich senkende äußere Rohr fortwährend und verlängerte es nach Bedarf. Erreichte das Rohr den Grundwasserspiegel, so setzte der aufsteigende Wasserstrom zunächst solange aus, bis das Wasser in der Nähe genügend erwärmt war, und begann dann von neuem.

Da es sich im vorliegenden Falle um die Absenkung eines Röhrenbrunnens handelte, so wurde hier mit der Vertiefung des Rohres aufgehört und, indem man den Dampf nur seitlich durch die Löcher treten ließ, mit Hilfe desselben unten ein Brunnenkessel ausgespült, dessen Größe

von der Bodenbeschaffenheit abhängt. Das Ausspülen wurde solange fortgesetzt, bis das Wasser oben ganz rein (ohne Bodenbeimischung) ausfloß. Wenn man den Kessel am Fuße des Rohres und das Rohr selbst mit Mörtel ausfüllt und dem Rohr selbst eine bedeutende Wandstärke gibt, kann man offenbar mit diesem Verfahren ebenso wie mit der Wasserspülung kräftige Tragpfähle herstellen. Das Verfahren ist einfacher als dasjenige mit Wasserspülung, weil die Druckpumpe fortfällt, wird aber voraussichtlich bedeutend mehr Dampf, also auch Kohlen erfordern.[1])

d. Rammknecht oder Jungfer; Pfahlringe; Schlaghauben für Eisenbetonpfähle; Pfahlschuhe; Aufpfropfen von Pfählen.

1. Rammknecht.

Sollen die Köpfe der Grundpfähle möglichst tief liegen, so kann man, wenn es sich um eine größere Anzahl von Pfählen handelt, entweder eine Ramme beschaffen, bei welcher die Führung des Bären unter Rammstuben-Höhe entsprechend weit verlängert ist, oder an einer vorhandenen Ramme eine solche Einrichtung vorübergehend treffen, was indessen nicht immer gut möglich sein wird. Ist beides ausgeschlossen, so setzt man, gleichsam als Verlängerung des Pfahls, einen „Rammknecht", auch „Jungfer" oder „Aufsetzer" genannt, auf. Dieser, meist aus Eichenholz bestehend, Fig. 46, ist oben und unten stark mit Eisen beschlagen, hat in der untern Stirnfläche einen eisernen Dorn, der in den Pfahlkopf eingesenkt wird, und oben einen Arm zur Führung in der Läuferrute.

Fig. 46.

Ein solcher Rammknecht oder Aufsetzer schwächt aber die Wirkung des Schlages sehr bedeutend. Nach Versuchen, welche beim Bau der Berliner Stadteisenbahn angestellt sind,[2]) beträgt der Wirkungsverlust, wenn die Pause zwischen dem letzten, ohne Rammknecht, und dem ersten, mit einem solchen geführten Schlage, nur sehr kurz war, 10 bis 15 %. Bei längerer Pause erreichte der Verlust im Mittel 27 %.

Die Kosten, welche man spart, wenn man einen Pfahl von 10 ^{m} Länge zuletzt mit Jungfer rammt, anstatt einen 11 ^{m} langen Pfahl 10 ^{m} tief ohne Jungfer einzurammen und dann 1 ^{m} abzuschneiden, berechnet Wex zu 0,6 M. für den Pfahl. Die Ersparnis steht im umgekehrten Verhältnis zu den Rammkosten und im geraden zu den Holzpreisen und wird = 0, wenn der Preis für 1 ^{cbm} Holz etwa 18 M. beträgt. Aus den bezügl. Mitteilungen ergibt sich ferner, daß man für den Pfahl 0,64 M. an Rammkosten und Kosten für Beschaffung der Jungfer spart, wenn man den 10 ^{m} langen Pfahl ohne Jungfer bis zur vollen Tiefe rammen kann. Es erhellt hieraus der Wert der sogen. durchschlagenden Rammen, bei welchen dies möglich ist. Die bei den Versuchen benützten Rammen waren solche von Menck & Hambrock mit endloser Kette. Die Jungfer wog mit Beschlag 290 ^{kg} und war 1,8 ^{m} lang und 0,4 ^{m} stark. Übrigens ist festzuhalten, daß auch durch größere Pfahllänge eine merkliche Abschwächung der Leistung der Ramme eintritt, es daher auch aus diesem Grunde immer angezeigt sein wird, die Pfähle ihrer ganzen Länge nach einzuschlagen und nicht etwa am obern Ende ein beträchtliches Stück abzuschneiden.

Da man in neuerer Zeit für provisorische Zwecke bisweilen anstatt der Spundwände solche von Wellblech anwendet, so sei für das Einrammen der letzteren auf die patentierte Vorrichtung von C. Junk aufmerksam gemacht, welche den Zweck hat, den oberen Rand vor der Entstellung durch die Schläge des Bären, den unteren gegen eine solche beim Durchfahren steinigen Bodens zu sichern.[3])

---

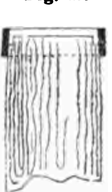
[1]) Nouv. ann. des travaux publ. 1891, S. 79.
[2]) J. Wex in d. Zeitschr. f. Bauw., XXX., S. 267.
[3]) Dieselbe ist im Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 404 dargestellt und kurz beschrieben.

2. Pfahlringe.

Zum Schutz des Pfahlkopfs wird bei Anwendung schwerer Rammklötze ein schmiedeiserner Ring aufgesteckt, der aus gutem sehnigen Eisen bestehen muß und nicht stumpf zusammengeschweißt sein darf, sondern mit möglichst langer Überblattung, weil er sonst in der Schweißstelle leicht springt.

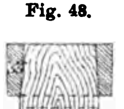
Man hat auch Pfahlringe aus mehreren über einander gelegten Lagen Bandeisen verwendet; sie sind gut bis auf den Umstand, daß sie sich sehr ausdehnen. Der Ring, Fig. 47, wird etwas konisch mit $^1/_{20}$ Neigung gestaltet, bei stärkerer Neigung springt derselbe leicht ab. Der Ring muß genau aber schwer aufgehend aufgepaßt und so eng gemacht werden, daß er erst durch einige Schläge des Bären zum festen Aufsitzen kommt. Dann werden die Fasern im Pfahlkopfe kräftig zusammengedrückt, lösen sich nicht so schnell und es braucht der Kopf nicht so häufig nachgeschnitten zu werden.

Fig. 47.



Die Stärke des Ringeisens hängt von der Schwere und Fallhöhe des Bären ab. Namentlich eine große Fallhöhe verlangt kräftige Ringe, weil hierbei der Bär leichter einseitig aufschlägt. Die Stärke des Ringes muß mindestens 2,5 bis 3 cm und die Breite 6 bis 10 cm betragen. Beim Bau der Weichselbrücke zu Thorn verwendete man Ringe von 5,5 cm Stärke und 12,5 cm Höhe und schmiedete dieselben in Gesenken zu der in Fig. 48 dargestellten Form aus. Man erreichte dadurch, bei sehr sauberm Schluß der Ringe, daß die Pfahlköpfe weder stauchten noch spalteten, worüber man bei schwächern Ringen zu klagen hatte. Übrigens genügt es, die Pfahlringe oben und unten von gleicher Stärke zu machen; die Herstellung derselben wird dadurch jedenfalls erleichtert und die Kosten sind geringer.

Fig. 48.







Bei Dampframmen ruht entweder das Zylinder-Gehäuse oder der Kolben auf dem Pfahlkopf; der Pfahlring muß sich dem betr. Teile anschließen. Bei der Nasmyth'schen Ramme erhält der sehr schwere Ring quadratische Form und einen breiten Flansch zum Aufsetzen des Gehäuses.

Bei der Pulverramme fehlt der Ring; der Pfahlkopf wird so geformt, daß derselbe in eine Höhlung der Unterseite des Mörsers genau paßt.

Festigkeit und gutes Aufsitzen des Pfahlringes sind von sehr großem Einfluß auf die Leistung der Ramme. Welche Schwächung die Rammwirkung dadurch erfährt, daß sich ein sogen. Bart am Pfahlkopf bildet, zeigt eine Mitteilung von J. Wittemore. Es erforderte danach, als die ersten 0,6 m Pfahllänge eingerammt waren, jeder folgende Längenteil von 0,3 m Schläge bezw.:

I.	II.	III.	IV.
5	29	61	153
15	35	73	257
20	46	109	684

Als hiernach der am Pfahlkopf entstandene Bart mittels Dechsels beseitigt ward, stellte sich für je 0,3 m Pfahllänge die Anzahl der erforderlichen Schläge auf bezw.: 275, 572, 832, 825, und nachdem abermals eine Beseitigung des Bartes (und zwar mittels Gebrauch einer Säge) ausgeführt war, auf bezw. 213, 275, 371, 378.

Die ganze Anzahl der Schläge war hiernach 5228, während ein anderer Pfahl genau unter denselben Verhältnissen zu der gleichen Tiefe eingerammt, ohne daß man den Bart entfernte, 9923 Schläge erforderte. Die Ramme war eine Nasmyth'sche Dampframme von 1270 kg Bärgewicht, 0,914 m Hub und leistete 65 Schläge in 1 Min.

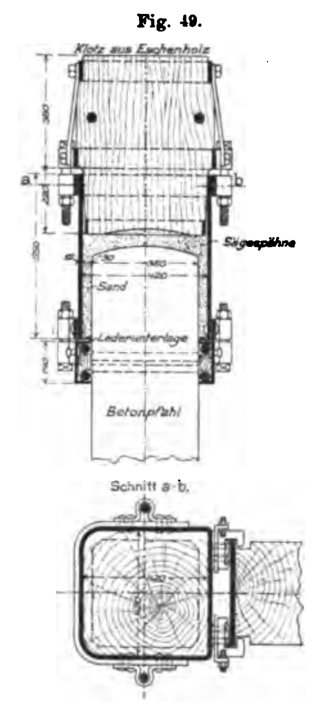
3. Die Schlaghaube für Eisenbetonpfähle.

Einen sehr wichtigen Teil für das Gelingen der Eisenbetonpfahl-Gründungen bildet die Schlaghaube, welche wie die Pfahlringe bestimmt

ist, den Pfahlkopf vor Zerstörungen durch das Aufschlagen des Bären zu schützen.

Die verbesserte Schlaghaube von Hennebique (patentiert) besteht, wie Fig. 49 zeigt, aus starkem Blech, welches sich der Form des Pfahlkopfes anpaßt. Zwischen Haube und Pfahl verbleibt ringsherum ein Abstand von 3 cm. Unter der Haube befindet sich ein Führungsring, der den Pfahl umfaßt und, an den Läuferruten gleitend, den Pfahl in richtiger Stellung hält. Auf diesen Führungsring wird die Schlaghaube durch Schrauben befestigt und der Zwischenraum zwischen Haube und Pfahlkopf dann mit feuchten Sägespänen vollgestampft. Mit einer Schicht des gleichen Materials wird dann der Pfahlkopf bedeckt und schließlich ein kräftig mit Eisen armierter Eschenklotz als oberer Abschluß auf die Sägespäne gelegt. Dieser Klotz hat den unmittelbaren Schlag des Bären aufzunehmen. Die ganze Höhe der Haube beträgt 60 cm, wovon etwa $^2/_3$ den Pfahlkopf umschließen, während $^1/_3$ über den Kopf hinausragt. Diese Schlaghaube wurde auch bei der Ausführung der Betonpfahlgründung in Hamburg verwendet.

Fig. 49.



Die Schlaghaube, welche bei der Gründung des Amtsgerichtsgebäudes in Berlin Verwendung fand, zeigt Fig. 50—52. Der Kopf der Pfähle von dreieckigem Querschnitte ist auf etwa 40 cm seiner Länge mit etwas stärkeren Abstumpfungen der Ecken versehen; auch liegen hier die Querverbindungen der Eisenstäbe dichter, Fig. 51. Um diesen Teil des Pfahles wurde durch eingepaßte Holzstücke und 4 kräftige Schraubenbolzen ein 50 cm hoher, 2 cm dicker, schmiedeeiserner Ring gelegt und fest aufgepreßt, sodaß der obere Rand des Ringes den Pfahlkopf um etwa 14 cm überragte. Auf den Pfahlkopf in den überragenden Teil des Ringes hinein legte man zunächst eine $2^1/_2$ cm dicke Bleiplatte, dann eine 1 cm dicke Eisenplatte, darüber eine 5 cm dicke Hirnholzplatte, darauf wieder eine 1 cm dicke Blechplatte und auf diese eine 5 cm starke geschmiedete Eisenplatte.

Die ganze wohl etwas gesucht zusammengesetzte Packung war so stark, daß die geschmiedete Eisenplatte $2^1/_2$ bis 3 cm aus der Haube herausragte. Nach dem Eintreiben des Pfahles war die Packung so verdichtet, daß der Überstand über die Oberkante der Haube fast verschwunden war. Die Holzplatten wurden vollständig zermalmt, mußten also für jeden Pfahl erneuert werden. Die Bleiplatte wurde fast nach jeder Rammung umgegossen.

Mit dieser Pfahlhaube war gleich eine kräftige Uförmige Lasche verbunden, welche zwischen der Läuferrute gleitet und den Pfahl führt.

Dieselbe Haube ist, wie Fig. 52 zeigt, auch für Pfähle mit rechteckigem Querschnitt verwendbar.

Die Schlaghaube, welche für die Pfähle nach der Bauweise Rechtern, Vering und Döpking in Kiautschou verwendet wurde, bestand zu unterst auf dem Pfahlkopf aus 2 Klötzen aus weichem Holze, welche so lagen, daß ihre Fasern senkrecht zur Pfahlachse liefen. Über diesen folgte ein Polster aus altem Tauwerk und darüber eine gewöhnliche Jungfer aus Holz.

Es wird übrigens auch genügen, wenn man den Pfahlkopf auf etwa 40 cm Länge mit einem kräftigen eisernen Ringe umgibt und den Zwischenraum zwischen Ring und Pfahlkopf und den überstehenden Rand des

Ringes fest mit magerem Mörtel ausstampft, auf den Mörtel dann eine Bleiplatte legt und über diese eine Jungfer von hartem Holze aufsetzt. Anstatt den Zwischenraum zwischen Ring und Pfahlkopf mit magerem Beton zu füllen, kann man denselben auch mit Gyps ausgießen.

Wie bei dem Kopfe von Holzpfählen der Pfahlring den Zweck hat, das seitliche Ausweichen der Holzfasern unter der Schlagwirkung zu verhindern, so soll dies auch die Haube, die nach den sämtlichen neueren Ausführungen — auch von Hennebique — ja nichts weiter als ein Ring ist. Bei Betonpfählen muß er aber breiter sein als bei Holz, weil Beton viel spröder ist. Um richtig zu wirken, muß er sowohl bei Holz wie bei Beton fest anliegen. Bei Holz erreicht man dies durch genaues Abarbeiten des Kopfes und Aufkeilen des Ringes, bei Betonpfählen ist dies nur durch Ausfüllen der Zwischenräume zwischen Pfahl und Ring möglich. Es empfiehlt sich auch, die Eiseneinlagen in den Pfählen unmittelbar unter der Haube dichter zu legen als weiter unten, um die Haltbarkeit des Betons zu verstärken.

Fig. 50—52.

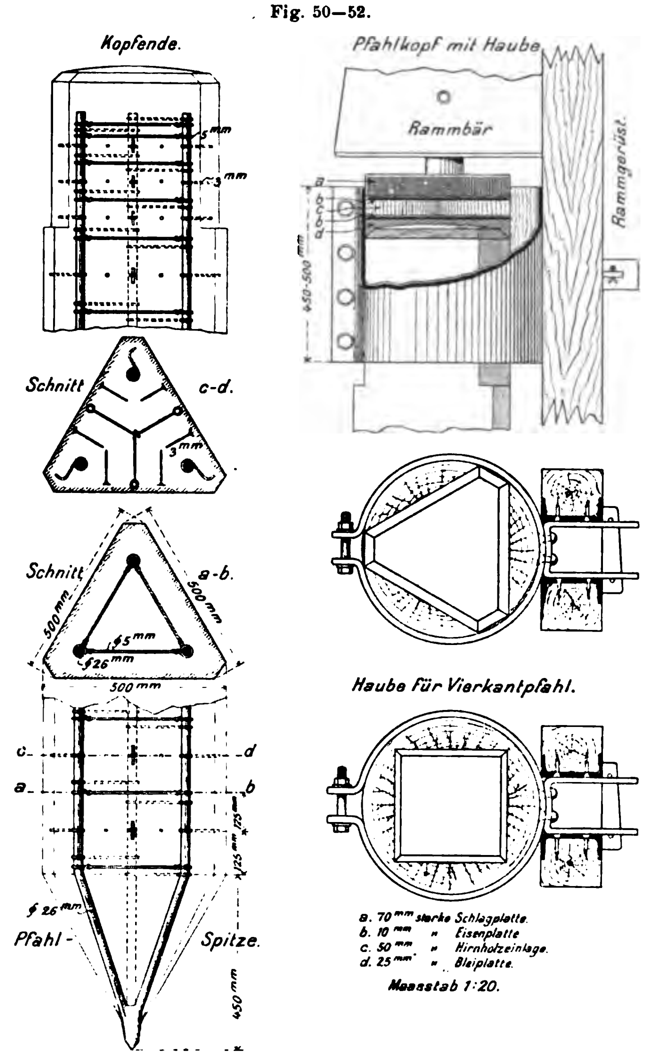
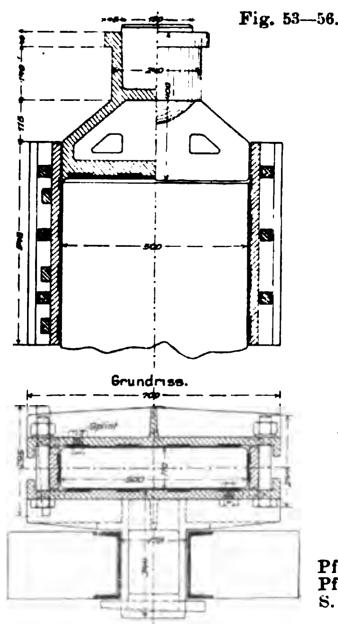
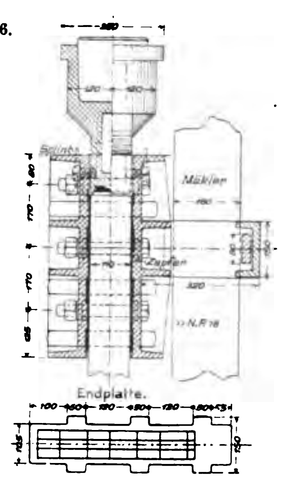


Fig. 53—56 zeigt eine derartige Schlaghaube für Eisenbeton-Spundbohlen aus Stahlguß, mit welcher bei der Probestrecke der Uferbefestigung für den neuen Kohlenhafen in Ruhrort demnächst in dieser Richtung von der Beton-Abteilung der A.-G. für Hoch- und Tiefbauten zu Frankfurt am Main noch weitere Versuche angestellt werden sollen. Es ist noch zu erwähnen, daß man den breiten Pfahlring

Fig. 53—56.





oder die Schlaghaube, wenn man die Füllung mit Gyps oder Mörtel ausführen will, um ihn später leicht vom Pfahl herunternehmen zu können, inwendig zweckmäßigerweise mit Fett bestreicht, damit der Gyps nicht anhaftet und ihn aus 2 mit Keilverschluß und Scharnier zu verbindenden Teilen herstellt.

4. Pfahlspitzung und Pfahlschuhe.

Literatur.

Pfahlschuhe: Deutche **Bauztg.** 1870 S. 255. — **Gußeiserne Pfahlschuhe mit Hartgußspitze:** Eng. news **1894** II S. 224. — **Pfahlschuhe:** Zentralbl. d. Bauv. 1904 S. 278, 324 u. 388.

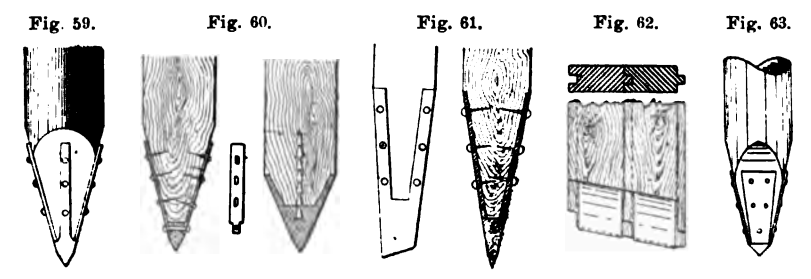
Fig. 57. Fig. 58.

Die Zuspitzung des Pfahls darf nicht zu scharf sein, weil diese sonst leicht zerstört wird. Man bildet dieselbe, Fig. 57, meistens als abgestumpfte 4seitige Pyramide aus, und gibt ihr etwa die doppelte Länge des Durchmessers zur Grundfläche; die Kanten sind zu fasen. Um ein Schiefziehen des Pfahls zu verhüten, muß die Spitze genau in der Achse liegen.

Bei Pfahlwänden aus Kantholz gestaltet man die Spitze nach Fig. 58 und ebenso bei Spundwänden; indem man den tiefern Teil der Schneide gegen den Nachbarpfahl setzt, befördert man den dichten Schluß der Wand.

Die Fig. 59, 60, 61 zeigen Formen schmiedeiserner und gußeiserner Pfahlschuhe für Rundhölzer und Spundbohlen.

Fig. 59. Fig. 60. Fig. 61. Fig. 62. Fig. 63.



Anstatt der Pfahlschuhe nach Fig. 58 empfiehlt Lang nur $2-3^{\mathrm{mm}}$ starkes Blech um die Spitzen von Spundwänden zu nageln, Fig. 62 u. 63, und zwar soll man bei Doppelbohlen jede einzelne mit einem Bleche ver-

sehen, das Nut und Feder frei läßt. Für Rundpfähle empfiehlt er ev. Schuhe nach Fig. 63 aus übereinander gelegten geschweißten trapezförmig geschnittenen Flacheisen mit einer möglichst kurzen, massiven, angeschweißten Spitze. Die Nagellöcher sollen stets länglich sein, Fig. 60, und die Nägel an die oberste Kante des Loches gesetzt werden.

Im allgemeinen ist der Nutzen der Pfahlschuhe sehr zweifelhaft. Da sie die Kosten sehr erhöhen, versuche man stets erst ohne sie auszukommen. Will dies nicht gehen, so mache man einen Versuch mit Pfahlschuhen und ziehe einen oder mehrere beschuhte Pfähle wieder heraus, um sich über den Erfolg zu vergewissern. Nur wenn dieser zweifellos erwiesen ist und den Mehrkosten entspricht, behalte man sie bei.

Die massive Spitze soll man stets möglichst kurz halten. Fig. 60 u. 61 ist daher weniger zu empfehlen als Fig. 59 u. 63.

5. Aufpfropfen von Pfählen.

Wenn der Fall eintritt, daß die Pfahllänge eingerammt ist, ohne daß der Pfahl einen genügend festen Stand gewonnen hat, so kann man genötigt sein, ihn zu verlängern, aufzupfropfen; die Verbindung des aufgesetzten Endes geschieht in einer der in Fig. 64, 65, 66, 67 dargestellten Arten. Die Konstruktion nach Fig. 64 ist am wenigsten zu empfehlen, weil sie leicht zum Aufspalten Veranlassung gibt. Die Konstruktionen, Fig. 66 und 67, können dadurch verbessert werden, daß man zwischen die Hirnholzflächen der beiden Hölzer eine Blechplatte legt. Man verhindert dadurch, daß die Holzfasern in einander getrieben werden, was z. B. bei der Konstruktion nach Fig. 66 bewirken könnte, daß die Nägel entweder abgeschert oder gelöst werden, übrigens auch die Rammwirkung sehr abschwächt.

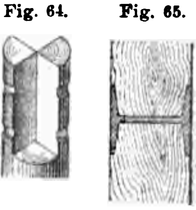


Fig. 64. Fig. 65.

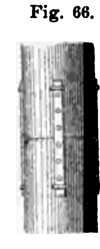


Fig. 66.

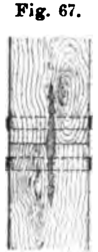


Fig. 67.

6. Einige allgemeine Bemerkungen über Rammarbeiten.

Um das Drehen der Pfähle unter den Rammschlägen zu verhindern, wird ein sogen. Klamm- oder Kanthaken in den Stamm geschlagen, den man an der Läuferrute festlegt. Diesen Haken benutzt auch der Rammmeister als Handgriff, um dem Pfahl vor Beginn der Arbeit die richtige Stellung zu geben.

Wird ein Pfahlrost durch nachgiebige Bodenschichten bis auf Felsen getrieben, so muß Vorsicht angewendet werden, damit die Pfähle nicht auf dem Fels zersplittern. Ob dies der Fall, ist nicht leicht zu gewahren; vielmehr gewinnt man öfter nur den Eindruck, als habe der Pfahl eine härtere Bodenschicht durchfahren und ziehe alsdann wiederum besser. Daher muß man, wenn Fels im Untergrunde ansteht, Schichtenpläne anfertigen und hiernach die Pfahllänge genau feststellen.

Beim Rammen von Spundwänden pflegt man, namentlich wenn dieselben nur schwach sind, in Entfernungen von 3 bis 4 ^{m} stärkere sogen. Bundpfähle und an den Ecken ebenso starke Eckpfähle zu schlagen. Um der Wand mehr Halt zu geben, werden an den Bundpfählen am Kopfe und möglichst nahe dem Boden Zangen oder Zwingen angebracht. Statt der Bundpfähle werden auch wohl neben der Flucht der Spundwand beiderseitig besondere Pfähle zur Befestigung der Zwingen eingeschlagen, welche später wieder entfernt werden. An Stelle doppelter Zwingenpaare wird häufig nur ein Paar dicht über dem Boden angebracht; auch außer einem festen Paare unten an den Bundpfählen, ein Paar lose an den Spundbohlen selbst. Sollen diejenigen Bohlen, an denen die losen Zwingen

festgebolzt sind, eingeschlagen werden, so muß man die Zwingen hier losnehmen und eine Befestigung an einer bereits tiefer gerammten Bohle ausführen. Die Bolzenlöcher sind darnach durch hölzerne Nägel zu schließen.

Spundbohlen werden bei Anwendung eines größeren Bären gewöhnlich paarweise eingetrieben und erhalten dann einen gemeinsamen Pfahlring. Bei Anwendung von Zugrammen, die leicht verschiebbar sind, tut man gut, ein möglichst großes Stück Spundwand gleichzeitig in der Weise in Angriff zu nehmen, daß man die Pfähle einen nach dem andern immer um etwa 1 m tiefer einschlägt. Stellt sich dabei — durch Öffnen von Fugen — heraus, daß die Bohlen am Fußende sich klemmen, so treibt man die in der Mitte stehenden Pfähle tiefer ein, im umgekehrten Falle die an den Enden stehenden.

Bei Verwendung schwerer Rammen, bei denen das Versetzen umständlich ist, schlägt man die Bohlen gleich zur vollen Tiefe ein Um dabei einen dichten Schluß zu erreichen, ist es notwendig, die Bohlen oder Pfähle nach Fig. 58 anzuspitzen, während man oben zwischen den Zwingen, wie immer zu diesem Zwecke, Keile zwischen Klammhaken oder durchgesteckten Bolzen sanft gegen die letzte Bohle treibt.

Verschiedene Formen der Spundung usw. kommen erst an späterer Stelle zur Besprechung.

Um über die Tragfähigkeit der Rostpfähle (siehe unter Pfahlrost) — wenn auch häufig nicht sicheren — Aufschluß zu erhalten, empfiehlt es sich, bei wichtigen Rammarbeiten eine Rammtafel führen zu lassen. Zu dem Zwecke wird ein Rammplan gezeichnet, der sämtliche Pfähle im Grundrisse zeigt. In dem Plane werden die Pfähle in der Reihenfolge, in welcher sie am vorteilhaftesten zu schlagen sind, mit fortlaufenden Nummern versehen und dann während der Rammarbeiten die Eintragungen in das etwa nach folgender Anordnung anzulegende Verzeichnis vom Rammeister oder Aufseher ausgeführt:

Rammtafel für Zugrammen, Dampf- und Kunstrammen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Datum:		Zahl der Rammer.	des Pfahles				des Bären		Zahl der Schläge in der letzten Hitze (während d. letzt. 5 Min)	Eindringen des Pfahles in der letzten Hitze (während d. letzt. 5 Min.)	Eindringen des Pfahles beim letzten Schlage.	Bemerkungen.
Monat.	Tag.		Nr. nach dem Rammplane.	Ganze Länge.	Eingerammte Länge.	Mittlere Stärke.	Gewicht.	Fallhöhe.				

Die eingeklammerten Worte der Spalten 10 und 11 gelten für Dampf- und Kunstrammen. Sicheren Anhalt über die Tragfähigkeit geben immer erst Probebelastungen, die längere Zeit nach beendeter Rammarbeit ausgeführt werden. Von Pfählen, welche in der letzten Hitze ebensoviel zogen als die Probepfähle, kann man annehmen, daß sie auch soviel als diese tragen, vorausgesetzt, daß durch zu gedrängte Stellung der Pfähle in elastischem Boden die Rammarbeit des Rostes gegenüber derjenigen der einzelnen Probepfähle nicht besonders erschwert wurde. Auf dauernde Verdichtung des Bodens darf man nur bei reinem Sande oder Kies, niemals bei Ton oder Schlick rechnen.

f. Wahl der Ramme.

Literatur.

Zivilingenieur 1875 S. 21. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876 S. 70. Ebendaselbst 1878 S. 27, 1879 S. 45 u. 1866 S. 418. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879 S. 291. Zeitschr. f. Bauw. 1880 S. 267. Deutsche Bauztg. 1882 S. 612.

Wahl der zu verwendenden Ramme.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Bezeichnung	Zahl der Schläge in 1 Min.	Bärgew. kg	Hub des Bären m	Zahl der Mannschaft	Eingetr. Pfahllänge in 1 Tag m	Kosten für 1 m getr. Pfahllänge M.	Verhältnis der metr. Kost. z. den d. Zugram. a	Preis der Ramme M.	Die Einrichtung empfiehlt sich:	Die Einrichtung empfiehlt sich nicht:
1	Zugramme	8–10 einschl. Pausen	750	1,2–1,5	47	18	6–8	1	600	Zu 1 u. 2: bei kleinen Arb., wenn häuf. Versetzen der Ramme erforderlich ist; für losere Bodenarten, namentlich auch Spundwände.	Zu 1 u. 2: für elast. Ton; für tief zu rammende Pfähle; für sehr fest gelagerten Sand und Kies.
2	Wippramme	〃	〃	〃	〃	22	4–5,5	0,67	?		
3	Kunstramme mit Handbetrieb	$^1/_3$–1	〃	beliebig	6	10	2,33	0,33	900	Zu 3, 4 u. 5: für sehr fest gelagerten Sand u. Kies; für elast. Tonboden.	Zu 3: für Triebsand u. Moor, weil sich die Pfähle in den langen Zwischenräumen zwischen 2 Schlägen festsetzen (aufhängen).
4	Kunstramme mit Dampfwinde	3–6	〃	〃	4–5	25	1,3	0,20	4000 Schwk. 14 200	Zu 4, 5 u. 6: Bei Rammarbeiten von schwimmenden Gerüsten aus bewirkt, und bei langen Pfahlreihen, wo das Versetzen der Ramme leicht ist.	
5	Kunstramme mit Dampfbetrieb und Kette ohne Ende	10–12 bei 1,5 m Hub	1000	〃	〃	60—70	1,03	0,15	7000		
6	Dampframme (1 Nasmyth 2 Lewicki)	60–80	1300—1400	0,82–1,1	6	100—130	0,63	0,09	Nasmyth 27 000 Lewicki 8400	Zu 6: Für Spundwände. Zu 6 u. 7: für losen Triebsand und Moorboden mit Sand und Kiesschichten durchsetzt.	Zu 6 u. 7: für sehr fest gelagerten Sand und Kies; bei Rammarb. auf dem Lande, die häufiges Versetzen der Ramme bedingen.
7	Pulverramme	12 einschl. Pausen	700	—	6–8	40—50	3,64	0,52	4800		
8	Einspülen u. gleichzeitig. Rammen mit leichtem Bär	10	150—350	—	—	40—50	1,55	0,22	—	Zu 8: In Sand u. Kies jeder Art; in der Nähe v. Bauten, die keine Erschütterung dulden; wo Leitungswasser billig zu haben; wo eine Ramme häufig zu versetzen wäre.	Zu 8: für Ton- u. Torfboden.

Nach einer größeren Anzahl statistischer Tabellen aus deutschen Zeitschriften ist unter möglichster Berücksichtigung aller Verhältnisse die vorstehende Tabelle zusammengestellt. Es sind bei Aufstellung dieser Tabelle günstige Umstände und leichter Boden angenommen. Bei den Durchschnittspreisen für das Einrammen ist auch das Versetzen der Ramme berücksichtigt.

In Kol. 8 der Tabelle sind die Preise für 1^m eingerammte Pfahllänge als Verhältnis-Zahlen ausgedrückt, wobei die Kosten des Einrammens mit der Zugramme die Einheit bilden. Die Kosten bei Gebrauch der Zugramme sind im Mittel zu 7 M. für 1^m Pfahllänge anzunehmen, ein Ansatz, der allerdings nicht eben günstige Bodenverhältnisse voraussetzt.

Bezeichne S die einzutreibende Länge der Pfähle, K den Preis einer Zugramme, K_1 den Kaufpreis irgend einer Kunst- oder Dampframme, sei ferner β der Prozentsatz, den man von dem Beschaffungspreise der Ramme für Tilgung und Zinsen rechnen muß, und endlich n der Durchschnittspreis, den 1^m Pfahllänge mit der Zugramme einzurammen kosten würde (der da, wo es auf die Beschaffung eines genauern Kostenanschlags ankommt, etwa durch Rammen von Probepfählen zu ermitteln sein würde), so ist zu untersuchen, ob:

$$n S + \beta K \lesseqgtr n \alpha S + \beta K_1 \text{ ist.}$$

Für α liefert Kol. 8 und für K_1 Kol. 9 in der Tabelle betr. Durchschnittswerte.

Der Prozentsatz β für Tilgung läßt sich nicht allgemein bestimmen. Unternehmungen, welche für die Rammen Wiederverwendung haben, werden mit $\beta = 0{,}10$ bis $0{,}15$ auskommen, während man $\beta = 0{,}3$ bis $0{,}5$ setzen muß, wenn die Ramme nach Beendigung des einen Baues verkauft wird. In den Preisen für α sind die Kosten der laufenden Reparaturen mit enthalten.

Sehr zu berücksichtigen ist bei der Wahl übrigens die Eigentümlichkeit des Bodens und die gegenseitige Stellung der Pfähle, da diese bei den Versetzungskosten der Rammen eine große Rolle spielt.

C. Maschinen und Einrichtungen für einige Arbeitsleistungen unter Wasser.

Literatur.

Vorricht. z. Beseit. eines Baumst. unter Wasser: Zeitschr. f. Bauw. 1852 S. 243. — Anwendung von Segmentsägen in Holland: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1857 S. 219 — Das Taucherschiff von Wieck: Gewerbeztg. 1857. — Felssprengungen im Rhein: Zeitschr. f. Bauw. 1856 S. 307; 1867 S. 117; 1868 S. 395. — Tauchervorrichtungen von Rouquayrol und Denayrouze: Zeitschr. f. Bauw. 1868 S. 279. — Felssprengungen vor dem Hafen von Boston: Zeitschr. f. Bauw. 1868 S. 441. — Neuere Tauchervorrichtungen von Bauer: Deutsche Bauztg. 1868 S. 401; 1869 S. 23 u. 277. — Steinzange: Engineering 1869 I S. 50 — Sprengungen von festem Ton mit eingebetteten Kieselsteinen: Deutsche Bauztg. 1871 S. 160. — Beseitigung von Pfählen durch Sprengmittel: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1871 S 558; Journal of the Franklin Inst. 1871 S. 75. — Dynamitsprengungen: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1875 S. 89. — Tauchervorrichtungen von Morell: Die Eisenbahn 1875 I S. 49 Bd. II Sägearbeiten an d. Pfählen zu d. Hellingsbauten in Kiel von Franzius: Zeitschr d. Arch. u. Ing.-Ver. z. Hann. 1876 S. 68. — Felssprengungen im Hellgate bei Newyork: Deutsche Bauztg. 1876 S. 202, 440, 492; 1877 S. 190. — Vorrichtung von Paolo Sioli zum Ausziehen von Pfahlstumpfen unter Wasser: Deutsche Bauztg. 1877 S. 345 — Die Sprengtechnik auf der Pariser Weltausstellung: Der prakt. Masch. Konstr. 1878 S. 416. — Anschneiden von Zapfen unter Wasser: Dinglers polyt. Journ. Bd. 258 S. 488. Zeitschr. d Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1880 S. 378. — Über die Leistungen einer Kreissäge mit Lokomobilbetrieb und deren Kosten: Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880 S. 369 u. 467, 1882 S. 326. — Grundsäge bei den Grundbauten der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz: Zeitschr. f. Bauw. 1882 S. 254. — Beseitigung von Hindernissen in der Baugrube: Zeitschr. f. Bauw. 1882 S. 263. — Apparat z. Zerstören von Betonfangedämmen unter Wasser: Zentralbl. d. Bauv. 1882 S. 294. Desgl. The Engineer 15. Aug. 1890 S. 127. - Pendelsäge beim Bau d. Straßenbrücke über d. Norderelbe: Deutsche Bauztg. 1884 S. 526. — Amerikanische Kreissäge: Baugewerksztg. 1884 S. 127. — Abschn. von Pfählen unter Wasser: Zentralbl. d. Bauv. 1886 S. 511. Engineering news 1887 S. 219. — Kreisgrundsäge: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1887 S. 264. — Beseitigung von 2 Brückenpfeilern mittels Dynamits mitgeteilt in: Wochenschrift des österreich. Ing.- und Arch.-Ver. 1889, Nr. 13. — Über Sprengmittel, Vortrag von Dolezaleck auszüglich mitgeteilt in: Deutsche Bauztg. 1887, S. 318. Dieselbe Zeitschrift 1887, S. 371

enthält eine Tabelle nach Berthelot über die Eigenschaften der gebräuchlichsten Sprengmittel. — Abschneiden von Pfählen: Ebenda 1888 S. 75. — Beseitigen von Hindernissen durch Sprengung mit Dynamit: Zeitschr. f. Bauw. 1889 S. 230. — Ausziehen von Pfählen mittels Spülung: Zentralbl. der Bauv. 1889 S. 367, 1890 S. 84. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1890 S. 689. — Grundkreissäge von E. Meyer: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1894 S. 1055; Baugewerkszeitg. 1894 S. 951. — Taucherapparat: Deutsche Bauztg. 1884 S. 432 u. 1886 S. 35. — Kasten s. Dichten von Fugen an Kaimauern: Nouv. ann. de la constr. 1889 Mais S. 46. — Instruktion für Taucher: Berlin 1895. — Über Ausführung von Taucherarbeiten, Vermeidung von Gefahren, Überwindung von Hindernissen: Hansa 1888 S. 3. Deutsche Bauztg. 1887 S. 618. — Derasement des roches sous l'eau sans explosifs (im Suez-Kanal angewandt), Nouv. ann. de la constr. Mars 1890. — Derasement de la roche La rose dans le port de Brest Ann. Constr. 1881 col. 78. — Destruction des roches sous l'eau Ann. Constr. 1882 col. 119. — Derasement des récifs de Hell Gate (Newyork) Ann. Constr. 885 pl. 54–55. — Derasement de la barre de Saint Nazaire Ann. Constr. 1888, col. 57–60. — Ferner auf den Vortrag von Stupakoff, gehalten auf der Techniker-Versammlung in Pittsburg: Taucherarbeiten und Taucher-Apparate, übersichtliche Darstellung mit erläuternden Textfiguren im Techniker 1889/90, XII. Nr. 2–5, S. 21–58. — Das Felsbohrschiff für Sprengarbeiten am eisernen Tore ist beschrieben und abgebildet im Skizzenbuch für Ing. u. Maschinenbauer 1891, Heft 9 u. Dingler's polyt. Journal 1891, Bd. 282, S. 85. — Submarine Mining: Engineering. 14. Okt., 12. Nov. 1887, 5. Okt. 1888 und mehrere Aufsätze im Jahrgang 1889 u. 1890. — Lobnitz: Description de sa dérocheuse et étude sur les dérochements: Génie civil 28. Dec. 1888 u. Nouvelles ann. mars 1890. — Note sur l'explosion du flood Rock, port de New-York: Génie civil 16. janvr. 1886. — Fondation et exploration sous marines par le procédé Toselli: Revue industr. 3. juillet 1884. — Submarine explosion at Willets, Long Island: Engineering 31. oct. 1885. — Vernon-Harcourt: Blasting operation of Hellgate: Nouv. ann. décembre 1885 und Génie civil 21 nov. 1885. — Extraction des roches dans le port de Blyth Ann. des trav. publ. sept. 1885. — Williamson and Hener: Report upon the removal of Blossom-Rock in San-Francisco Harbour (Californien) Washington 1871, 1 vol. — Abbot: Report of the experiments and investigation system of submarine Mines. Harbour the Unit.-Stat. — Washington 1881. — Hersent: Note sur la cloche à dérochement de la roche La Rose: Ingenieurs civils 1879 und 1881 und Annales industr. 26. mai 1878. — Waddington: Cloche ou bateau, sous-marin de son invention. — La lumière électrique 7. avril 1888. — Zedé: Cloche à plonger ou bateau sous-marin: Compte rendu de l'Académie des sciences 1886, tome I, S. 809; 17. décembre 1888 ferner: Revue industrielles, décembre 1888, Annales industrielles 16.–30. décembre 1888, und Revue maritime et coloniale, février 1889. — Cloche à plongeur employée au dérasement des roches sous-marines du port de Brest: Livraison 18 du Portefeuille de l'Ecole des Ponts et Chaussées. — Dynamit-Sprengungen bei Gründungen, Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 490, 498 u. 506. — Edison's elektrisches Sprengvferahren ebenda 1885, S. 182. — Felssprengungen in der Mosel ebenda 1884, S. 393. — Sprengung des Oberdrempels der alten Ruhrschleuse zu Ruhrort ebenda 1888, S. 95. — Sprengungen im Hafen von New-York ebenda 1882, S. 374; 1885 S. 452 und 515; 1886 S. 374. — Sprengungen von Mauertrümmern unter Wasser ebenda 1893, S. 551. — Senkmine mit belastendem, schalenartigem Deckel von Puskás u. Schlenker ebenda 1891, S. 336. — Sprengungen der Pfeiler der Parnitz-Drehbrücke zu Stettin ebenda 1892, S. 145. — Der neuste Taucherschacht der Rheinstrom-Bauverw. ist beschrieben und dargestellt in Zeitschr. f. Bauw. 1896 S. 99. — Ein neuer Taucher-Apparat von Stahl, der innen nur Luft von atm. Spannung erfordert, ist dargestellt in Italia marinara vom 27. Okt. 1895. Auszügl. auch in Marine-Rundschau Dez. 1895 S. 710. — Taucherschaft d. Rheinstrom-Bauverw.: Deutsche Bauzeitung 1891, S. 291. — Taucherschacht des Unternehmers Hersent: Scientific Amer. 1886. S. 371.

a. Grundsägen.

In verschiedenen Formen angewendet, haben alle das Eine gemeinsam, daß man die großen Zähne derselben sehr kräftig schränken muß.

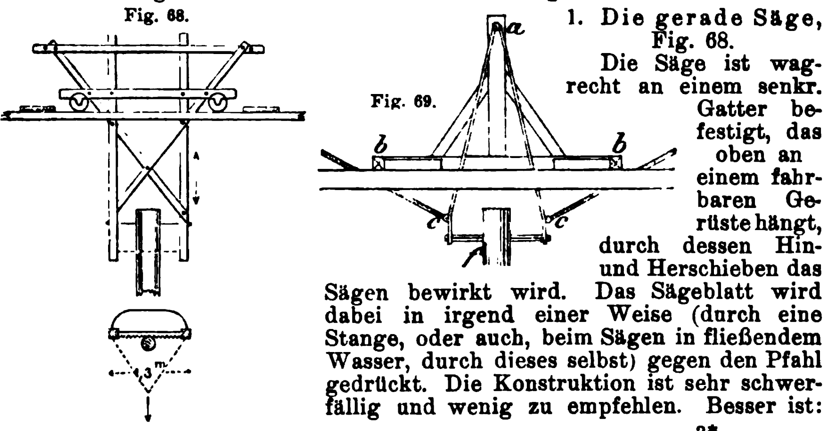


Fig. 68.

Fig. 69.

1. Die gerade Säge, Fig. 68.

Die Säge ist wagrecht an einem senkr. Gatter befestigt, das oben an einem fahrbaren Gerüste hängt, durch dessen Hin- und Herschieben das Sägen bewirkt wird. Das Sägeblatt wird dabei in irgend einer Weise (durch eine Stange, oder auch, beim Sägen in fließendem Wasser, durch dieses selbst) gegen den Pfahl gedrückt. Die Konstruktion ist sehr schwerfällig und wenig zu empfehlen. Besser ist:

3*

2. die Pendelsäge, Fig. 69.

Bei dieser ist ein gewöhnliches Sägeblatt in einen hohen dreieckigen Rahmen eingespannt, der um seinen oberen Eckpunkt *a* schwingt. Die Bewegung wird von 2 Arbeitern durch die bei *c* befestigten Stangen oder Seile bewirkt, welche recht lang genommen werden müssen. Diese Säge liefert ersichtlich keine gerade und wagrechte Schnittfläche. Wo indessen eine solche nicht notwendig ist, empfiehlt die Säge sich ihrer Einfachheit halber. Mit einer Pendelsäge wurden bei dem Bau der Weichselbrücke zu Graudenz von 3 Arbeitern in 12 Arbeitsstunden mit Leichtigkeit 15 Pfähle abgeschnitten, in Hamburg beim Bau der Straßenbrücke über die Norderelbe in mehr als 6 m Wassertiefe von 5 Arbeitern täglich nur 2—4 Pfähle.

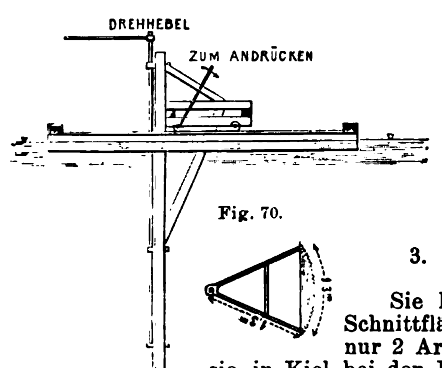


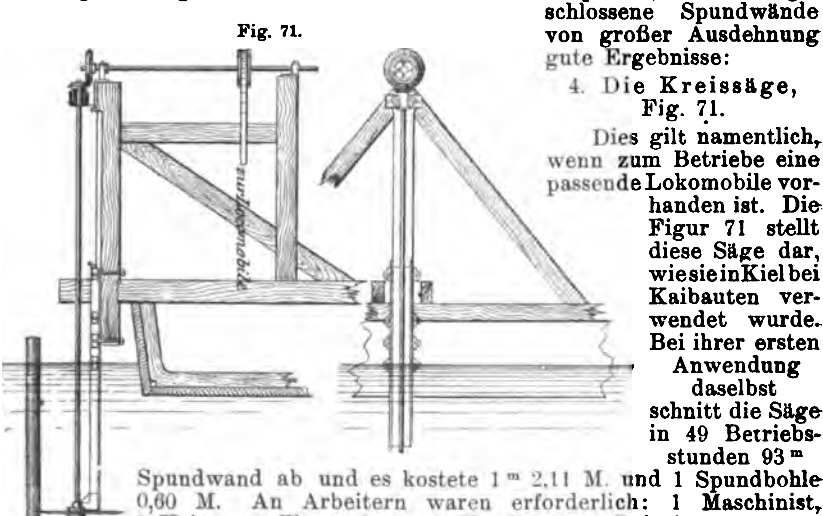
Fig. 70.

3. Die Kreissegment-Säge, Fig. 70.

Sie liefert eine ebene und wagrechte Schnittfläche und erfordert zur Bedienung nur 2 Arbeiter. Sie ist in der Gestalt, wie sie in Kiel bei den Hellingsbauten angewendet wurde, dargestellt. Die Bewegung geschieht oben mittels eines Hebels. Es sind in Kiel mit einer Säge täglich im Durchschnitt 9 Rundpfähle bei 2—3 m Wassertiefe und 5—6 Rundpfähle bei 4—5 m Wassertiefe abgeschnitten worden. Spundbohlen von 20 zu 30 cm Querschnitt schnitt dieselbe bei 4 m Wassertiefe täglich 8—10.

Während sich für einzeln stehende Rundpfähle die leicht bewegliche Kreissegment-Säge mit Handbetrieb am meisten empfiehlt, liefert für geschlossene Spundwände von großer Ausdehnung gute Ergebnisse:

Fig. 71.



4. Die Kreissäge, Fig. 71.

Dies gilt namentlich, wenn zum Betriebe eine passende Lokomobile vorhanden ist. Die Figur 71 stellt diese Säge dar, wie sie in Kiel bei Kaibauten verwendet wurde. Bei ihrer ersten Anwendung daselbst schnitt die Säge in 49 Betriebsstunden 93 m Spundwand ab und es kostete 1 m 2,11 M. und 1 Spundbohle 0,60 M. An Arbeitern waren erforderlich: 1 Maschinist, 1 Heizer, 2 Zimmerleute, 2 Handlanger. Bei einer späteren Anwendung war das Personal auf 1 Maschinisten, 1 Zimmermann und 2 Arbeiter vermindert, und 1 m Spundwand kostete nur noch 0,7 M. (dagegen bei Verwendung der Kreissegement-Säge 8 M,). Bei einer dritten Anwendung kostete (bei gleichem Personal wie vor) 1 m nur noch

0,48 M., oder 1 Spundpfahl 14 Pf.; es wurden im letzteren Falle 620 Pfähle = 180 m Spundwandlänge abgeschnitten. Rechnet man für Aufstellen und Abbrechen der Maschine 600 M., so kostet 1 m Spundwand abzuschneiden rund 3,80 M. oder 1 Spundpfahl 1 M., ausschl. Beschaffung und Unterhaltung der Maschine. Das sehr große Sägeblatt (in Kiel 1 m Durchmesser) muß, um mit seinem freien Rande die Pfähle vollständig durchschneiden zu können, sehr steif sein; es kostete in Kiel 130 M. Die Anwendung der Kreissäge ist daher nur bei großen Arbeiten zu empfehlen, wenn eine Lokomobile ohnehin vorhanden ist. Bei kleineren Arbeiten wird — auch bei Spundbohlen — die Kreissegment-Säge das zweckmäßigere Gerät sein.

Fig. 72.

Im Betriebe bequemer, allerdings auch noch teurer in der Herstellung, ist die in Fig. 72 dargestellte amerikanische Konstruktion der Kreissäge.

Die eiserne Welle, welche unten das Sägeblatt trägt, läuft in 3 Lagern, in denen sie aber senkrecht verschiebbar ist. Am oberen Ende der Welle sitzt, drehbar befestigt, eine Schraubenspindel, deren Mutter auf einer eisernen Konsole liegt. Mittels einer Mutter kann also die Welle, und damit das Sägeblatt, gehoben und gesenkt werden. Während der Schrauben-Mechanismus zur genaueren Einstellung der Säge dient, wird die gröbere durch Heben und Senken des Pfostens, an welchem die Lager und Konsole sitzen, bewirkt, wobei 2 in der Skizze angedeutete Flaschenzüge und die in dem 7,5 m hohen Gerüste aufgestellte kleine Winde benutzt werden. Als treibende Kraft ist bei der gegebenen Darstellung eine Dampfmaschine gedacht, für welche die Riemscheibe von 0,55 m Durchm. auf der Welle ebenfalls verschiebbar angebracht ist.

Die Firma Menck & Hambrock liefert derartige Kreissägen als selbständige Dampfmaschinen auf doppelten Wagen (Ober- und Unterwagen) für die Bewegung nach 2 Richtungen von 4 PS mit 2 Sägeblättern von 900 mm Durchm. zum Preise von 4000 M. Ferner Kreissägen zum An-

bringen an das Gerüst einer Ramme, von der Rammwinde aus mittels Riemen zu betreiben, mit 2 ebenso großen Sägeblättern ausschl. Riemen zum Preise von 900 M. Letzterer Apparat hat eine beschränktere Verwendbarkeit.

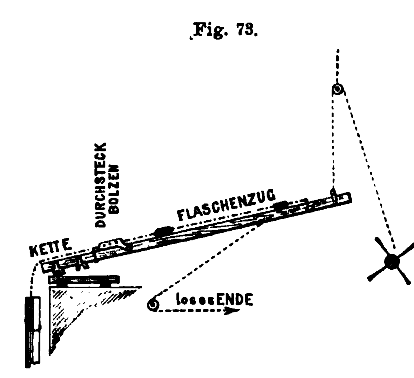
Eine Kreissäge zum Abschneiden von Pfählen bis zu 3^{m} unter Wasser ist ferner im Zentralbl. der Bauv. 1886, S. 511—513 abgebildet und beschrieben. Quer über ein Ponton sind Balken gelegt und mit Belag versehen, auf dem eine Lokomobile zum Treiben der Säge steht, welche sich an der einen Längsseite des Podestes befindet. Es kostete 1^{m} Spundwand von 18^{cm} Stärke $1{,}43^{m}$ unter Wasser abzuschneiden beim ersten Pfeiler 5 Mark für Leihen der Dampfmaschine, Kohlen, Schmier- und Putzmaterial, Sägeblätter, Löhne und einschließlich an's Land schaffen der abgeschnittenen Bohlen. Beim zweiten Pfeiler $2{,}53^{m}$ unter Wasser und bei 20^{cm} Stärke nur noch 3,4 Mark für 1^{m}. Die Kosten sind verhältnismäßig hoch, weil das Fahrzeug oft verlegt werden mußte.

b. Vorrichtungen zum Ausziehen von Pfählen.

1. Der Wuchtebaum, Fig. 73.

Dies Gerät besteht aus einem kräftigen Balken, der nahe seinem stärkeren Ende 1 oder besser 2 Pfannen hat, in denen er sich auf dem fest zu unterstützenden Lager dreht. Um die Pfahlkette schnell anziehen zu können, spannt man diese, nachdem das lange Ende des Baumes durch einen Haspel oder dergl. gehoben ist, mittels eines Flaschenzugs straff und legt sie dann an einem Durchsteck-Bolzen fest. Ist die Spannung nicht hinreichend, so kann man sie noch durch Auftreiben mittels eichener oder eiserner Keile vermehren. Hierauf läßt man den Hebel entweder durch sein Gewicht herab sinken, oder durch Arbeiter herunter ziehen. So lange der Pfahl sich sehr schwer hebt, benutzt man die dem Ende zunächst liegende Pfanne als Drehpunkt für den Hebel, später die andere. Es ist vorteilhaft, den Pfahl, unter gleichzeitigem Ziehen am Wuchtebaum, durch kräftige Schläge mit großen Hämmern zu erschüttern. Bisweilen löst sich ein Pfahl erst, nachdem der Wuchtebaum längere Zeit mit starker Belastung an seinem langen Ende gestanden hat.

Fig. 73.



2. Die Wagenwinde, Fig. 74.

Sie dient hauptsächlich für weniger fest stehende Pfähle, und man verwendet je 2, 3 oder 4 Stück, die man um den Pfahl herum auf Brettunterlagen aufstellt, indem man als Angriffspunkt für die Klauen eine durch eingeschlagene Klammhaken befestigte, starke, um den Pfahl gelegte Kette benutzt. Gewöhnliche Ausführung nach Fig. 74a.

Fig. 74a.

In dieser Weise wurden die Gerüstpfähle der Elb-Brücke bei Dömitz, die 5^{m} tief gerammt waren, das Stück zu 3 M. (ausschl. der Vorhaltung der sämtlichen Geräte) ausgezogen. Als Gerüst zum Aufstellen der Winden dienten 2 kräftige Böcke. Im Winter geschah das Aufziehen mit denselben Winden vom Eise aus. Um eine große Fläche des Eises zum Tragen zu bringen, legte man neben den auszuziehenden Pfahl 2 bereits ausgezogene Pfähle, über diese Bretter, auf die man die Winden stellte.

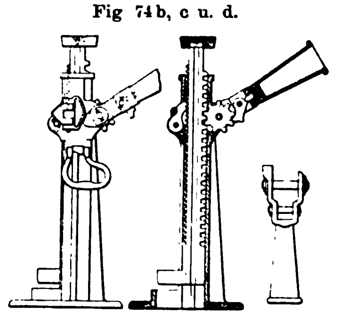
Unter dem Namen Union Track Jack ist eine von Robinson erfundene Wagen-Winde in Amerika bei vielen Bahnen in Gebrauch, bei

welcher das Heben nicht durch Kurbeln, sondern nach Art der Bohrratschen durch Klinkhebel erfolgt.

Da der Arbeiter an einem langen Hebel arbeitet, muß die Arbeit leicht sein. Hebekraft 12 t. Gewicht 30—40 kg. Hubhöhe 30, 35, 40, 45 cm. Nähere Beschreibung Eng. news 1900 Bd. 44 S. 63.

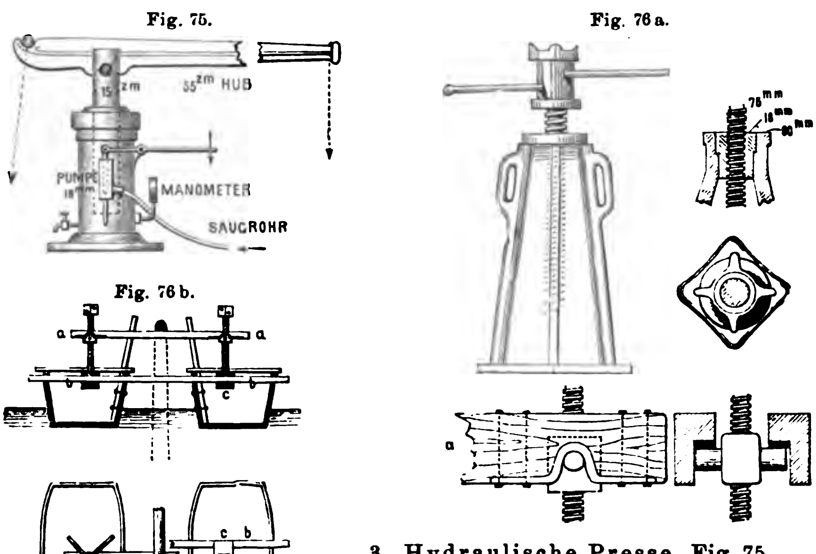
Zwei andere Wagenwinden für Eisenbahnen, von Robinson & Norton gebaut, beruhen ebenfalls auf dem System der Ratschen. Bei der einen ist die Stange, welche oben die Last trägt, wie bei Fig. 74b, auf der einen Seite mit einer starken Zahnstange, auf der anderen mit Zähnen für eine Sperrklinke versehen. In das Triebrad, welches die Zahnstange treibt, greift eine Sperrklinke ein, welche an einem Hebel sitzt, der auf und nieder bewegt wird. Beim Niedergang wird das Rad von der Klinke vorwärts geschoben und dadurch die Zahnstange gehoben.

Fig 74b, c u. d.



Die andere Konstruktion hat anstatt einer Zahnstange eine starke Schraubenspindel, die ebenfalls durch eine ratschenartig wirkende Einrichtung an einem langen Hebel gedreht wird. Näheres in der Quelle: Engineering 1895 S. 91. Alle 3 Konstruktionen sind vorteilhafter als die in Fig. 74a dargestellte.

Fig. 75. Fig. 76a. Fig. 76b.



3. Hydraulische Presse, Fig. 75.

Diese ist zweckmäßig für tiefer eingeschlagene Pfähle, und einzeln oder ebenfalls paarweise zu verwenden. Nachdem der Pfahl gelöst ist, ersetzt man die Presse durch weniger starke aber schneller hebende Windevorrichtungen: etwa Differenzial-Flaschenzüge an einem starken Dreifuß hängend, oder durch die Wagenwinde.

4. Hölzerne oder eiserne Schrauben, Fig. 76a.

Diese erhalten stets paarweise Aufstellung unter einem übergelegten

starken Querbalken; 2 solcher Schrauben bilden einen sogen. Satz, werden daher auch Satzschrauben genannt.

Stehen die Pfähle im Wasser, so ist auf 2 Prähmen eine Rüstung herzustellen, Fig. 76b, auf jedem Prahm steht dann entweder 1 Schraube mit einem Querhaupt oder auch ein Satz; über die Einzelquerhäupter wird ein gemeinsames, stärkeres von Schiff zu Schiff reichendes Querhaupt gelegt.

Die Firma Menck & Hambrock liefert (1905) eigens für das Ausziehen von Pfählen gebaute Hebebock-Pfahlauszieher für eine Gesamthebekraft von 20 000 kg zum Preise von 1450 M. Ferner sogen. Topfschrauben-Pfahlauszieher (Schrauben nach Art der Fig. 76a), bestehend aus 2 eisernen Topfschrauben für geringere Leistungen zu folgenden Preisen:

Gesamthebekraft der 2 Schrauben	kg	8 000	12 000	16 000
Preis für 2 Schrauben	M.	40	60	70
Hubhöhe der Schrauben	mm	375	500	550

5. Benutzung des Wasserauftriebes.

Hat man ein recht kräftiges Schiffsgefäß, so kann man damit Pfähle auch in der Weise ausziehen, daß man ein Schienengleis auf den Boden desselben legt, auf welches man einen oder mehrere mit Steinen schwer beladene Wagen stellt. Man fährt diese an das eine Ende des Fahrzeugs, so daß sich dieses möglichst tief senkt, legt darauf den Pfahl mit Ketten an diesem Ende fest, und bringt alsdann die Last zum anderen Schiffs-Ende, wonach sich das erste Ende heben und den Pfahl mit hoch nehmen wird. Auch durch Einlassen von Wasser in ein Schiff und Wiederauspumpen desselben, nachdem man den Pfahl an Bord fest gelegt hat, kann man das Ausziehen bewirken.

Am Meere mit starker Ebbe und Flut läßt man die Arbeit ausführen, indem die Pfähle zwischen 2 Fahrzeugen bei niedrigem Wasserstand fest gelegt werden. Einzeln stehende Pfähle in dieser Weise zu heben, ist aber sehr langwierig, da man in 24 Stunden deren immer nur 2 ausziehen kann. Wo indessen die Pfähle in Reihe stehen, so daß man gleichzeitig mehrere zwischen 2 Fahrzeugen einschlingen kann, ist diese Einrichtung bequem benutzbar.

6. Benutzung von Dampfkraft.

Hat man viele Pfähle bei tiefem Wasser auszuziehen, so ist es lohnend, Dampfkraft zu benutzen. In einfachster Weise geschah dies bei der Wiener Donau-Regulierung: Auf dem Deck eines alten Fahrzeuges war an einem Ende ein aus langen Rundhölzern hergestellter Dreifuß, am anderen eine Lokomobile mit Windetrommel aufgestellt, deren Kette über einen im Kopfe des Dreifußes aufgehängten Flaschenzug und von da zum Pfahlkopf lief. Täglich wurden 25–40 Pfähle von 8—9 m Länge ausgezogen.

Da die Pfahlköpfe gewöhnlich über Wasserspiegel lagen, verursachte das Einschlingen derselben keine Schwierigkeiten; diese sind aber groß, und es werden besondere Vorkehrungen nötig, wenn die Pfahlköpfe tief unter Wasserspiegel stehen und zudem die oberen Enden der Stumpfe morsch sind. Taucherarbeit ist wegen der Kostspieligkeit nur anwendbar bei kleiner Anzahl der Pfähle. Sind deren viele auszuziehen, so kann sich eine Vorrichtung empfehlen, wie sie in der Bai von San Francisco zur Anwendung kam. Zum Aufsuchen der Pfähle diente dort eine lange spitze Eisenstange, welche wenig über der Spitze mit einem Querstab von 1,25 m Länge versehen war. Der Anstoß des Querstabes beim Drehen der Stange gab Auskunft über die ungefähre Stellung eines Pfahles. Auf einem starken Prahm ist sodann an einem Ende ein Ausleger und daneben ein kleines Gerüst, gleichartig mit dem einer Zugramme, aufgestellt. Als Gegengewicht dienen am anderen Ende des Prahms ein Faß mit Wasser und die Kohlen für die Dampfmaschine. Diese selbst (20 PS) steht in der Mitte. Der Ausleger besteht aus 2 starken Rundhölzern, die unten auf einer Schwelle stehen, oben durch ein Tau geknebelt und durch ein Draht-

seil in ihrer schrägen Stellung gehalten werden. Am Ausleger hängt ein Flaschenzug mit 3 Rollen, dessen loses Ende zur Winde läuft. Am unteren Block hängt eine 5 cm starke Eisenstange, deren Länge je nach der Wassertiefe bestimmt wird, und am unteren Ende dieser Stange endlich befindet sich ein 3 m langes Kettenende von 38 mm Stärke, das um den auszuziehenden Pfahl geschlungen wird.

Fig. 77.

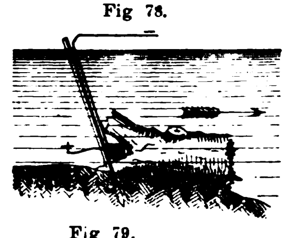
Zum Einschlingen dient ein 2teiliger eiserner Stulp, Fig. 77, dessen unterer 1,37 m hoher konisch geformter Teil aus 2 mm starkem Blech besteht und eine 46 cm weite untere Öffnung hat. 25 cm über dem unteren Ende ist ein nasenartiger Flansch angebracht, der die zum Umlegen der Kette dienende Halslänge begrenzt und an einer Stelle auf 17,5 cm Länge ausgeklinkt ist, um die Kette durchzulassen. Das obere Ende des Stulps besteht aus einem gußeisernen Schuh von 33 cm Weite, in welchen ein 8 bis 10 m langes Rundholz von 30 cm Stärke eingesetzt wird. Zur weiteren Verbindung zwischen dem Rundholz und dem Schuh dienen 2 Zugstangen, die an einem umgelegten Drahtseilringe angreifen. Das Heben und Senken des Rundholzes mit dem daran befindlichen Stulp wird durch das Rammgerüst bewirkt. Um einen Pfahl einzuschlingen, wird die Kette um den Stulpenhals gelegt, der Stulp im Ausleger hoch genommen und der Prahm so gelegt, daß der Stulp ungefähr über dem Pfahlstumpf sich befindet. Es hält nun nicht schwer, mit Hilfe des über den Wasserspiegel hervor ragenden Rundholzes den Stulp auf den Kopf des Pfahls zu bringen, und darnach die Kettenschlinge vom Stulpenhalse tiefer hinab um den Pfahlkopf gleiten zu lassen. Wird dann langsam angewunden, so legt sich die Kette fest um den Pfahl, der nun herausgezogen wird.

Zur Bedienung des Apparates waren 1 Maschinist, 1 Vorarb. und 7 Arb. erforderlich, die täglich in 10 Arbeitsstunden 40—42 Pfahlstümpfe auszogen.

Es ist hier noch zu erwähnen, daß zum Ausziehen mit großem Vorteile neben den Windevorrichtungen Druckwasser angewendet wurde, indem man ein Rohr längs des Pfahles hinunterführte und dabei durch den Wasserstrahl die Reibung verminderte.

c. Beseitigung von Grundpfählen usw. mittels Sprengung.

Fig 78.



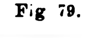


Fig 79.

Fig. 80



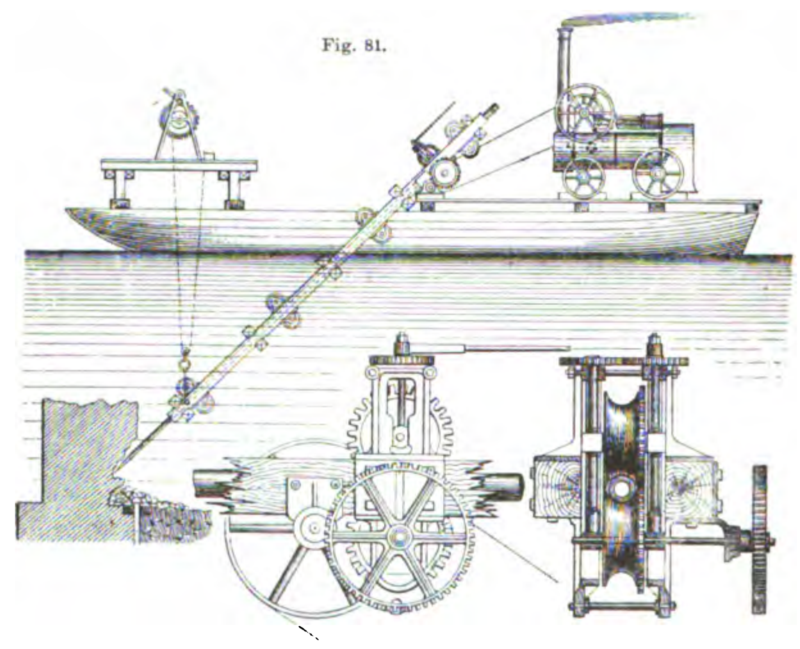
Bei der Brücke über den Wiener Donau-Kanal unweit Nußdorf verfuhr man in folgender Weise: Diejenigen Grundpfähle, neben denen so tief gebaggert war, daß die Sohle des Aushubs für den Kanal erreicht war, wurden durch frei angelegte, 1 kg schwere Sprengbüchsen zertrümmert. Die übrigen Pfähle wurden in ihrer Längsachse angebohrt und durch 0,5 kg schwere Ladungen abgesprengt und gehoben. Die Sprengungen gingen gut von statten, ohne daß dabei die nahe gelegenen Neubauten irgendwie geschädigt wurden. Die Ladungen

waren in Weißblech-Büchsen verpackt und wurden elektrisch entzündet. Die Fig. 78 und 79 stellen die Anordnung dar, welche zum Sprengen von liegenden Baumstämmen zur Anwendung kam. Ein kurzer Stamm, 2,1 m lang und 1,05 m stark, erhielt eine Ladung von 3,8 kg Dynamit, welche an stromaufwärts eingeschlagenen Pflöcken hinabgelassen wurde. Ein großer Stamm, Fig. 79, 8 m lang, 1,7 m stark, erhielt seitlich 2 Ladungen von je 6 kg Dynamit, die gleichzeitig elektrisch entzündet wurden. Die Sprengung beider Pfähle dauerte mit allen Vorbereitungen nur $3^1/_2$ Stunden. Die Zerstörung war eine vollständige.

Fig. 80 zeigt die Sprengung eines Grundpfahls, der durch eine Sprengbüchse von 1 kg Gewicht am Grunde abgebrochen wurde.

d. Apparat zum Zerstören von Beton-Fangedämmen usw.

Ein derartiger Apparat ist vom Ingenieur Pasqueau erbaut und bei dem Bau des Wehrs La Mulatière bei Lyon angewendet worden. Nach Fig. 81 besteht derselbe aus einer schweren hohlen Eisenstange *a*, die,

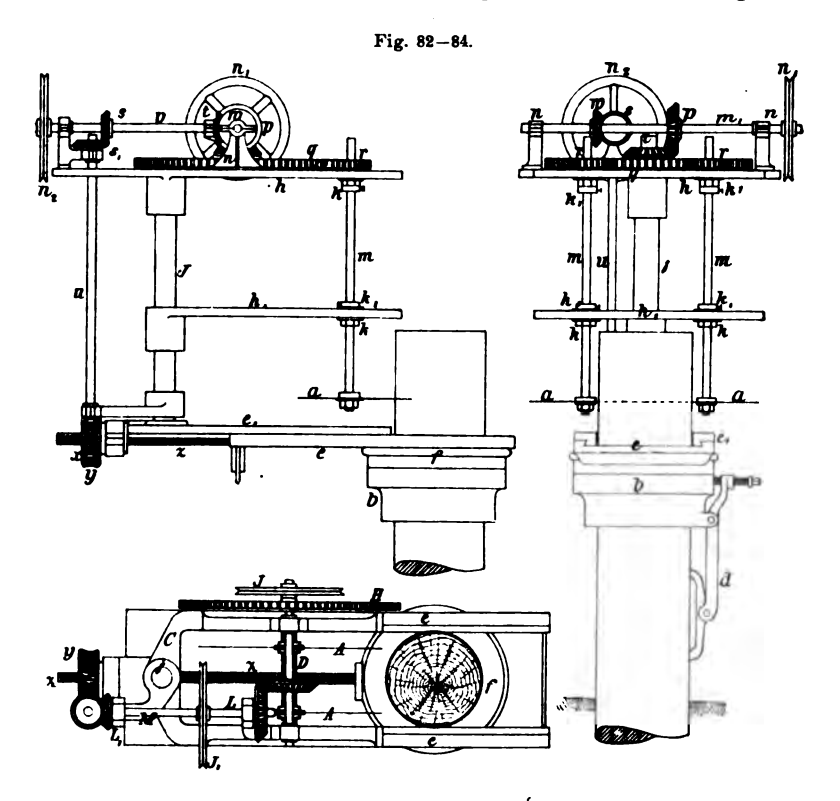

Fig. 81.

durch ihr Gewicht die Reibung von Führungsrollen überwindend, den Stoß ausübt. Nach jedem Stoße werden durch die Bewegung eines Steuerhebels die Achsen der beiden Reibungsrollen, zwischen denen die Stange liegt, einander so weit genähert, daß diese die eingeklemmte Stange mitnehmen. Dreht man den Hebel nach der anderen Richtung, so entfernen sich die Rollen und diese fällt zu neuem Stoß herab. An den beiden Reibungsrollen sitzen gleich große Zahnräder, die durch eine Lokomobile stets in derselben Richtung gedreht werden. Eine Scheibe begrenzt den Hub der Stange, so daß man im Stande ist, den Fangedamm (auch eine Spundwand) genau in einerlei Höhe abzustoßen Es wird zum Abstoßen von Spundwänden an der Stange ein Flachmeißel befestigt. Der Apparat machte in 1 Min. 8 Stöße und lieferte sehr gute Ergebnisse. (S. auch Literatur-Nachw.)

e. Verfahren zum Anschneiden von Zapfen unter Wasser.

Eine recht zweckmäßige Maschine hierfür ist die von Karasek entworfene, durch Fig. 82—84 dargestellte, die selbstverständlich auch zum Anschneiden über Wasser benutzt werden kann. Der über den Pfahl geschobene, mittels Schraubenklemmer *d* gehaltene, gußeiserne Ring *b* trägt die Platte *e*, auf welcher der Support e_1 verschiebbar ist. An der Säule *j* (Fig. 82 und 83) desselben ist die Lagerplatte h_1 verstellbar, und am Kopfe trägt die Säule die Platte *h*. *h* und h_1 besitzen je 2 über einander liegende Schlitze, in welchen sich die aus 2 Teilen bestehenden Lager *k* für die Sägespindel *m* verschieben lassen. Durch Feststellen der Lagerplatte h_1 auf der Säule und durch Festklemmen der Stellringe k_1 an der Sägespindel werden die Sägeblätter *a* in der gewünschten Höhe festgehalten.

Fig. 82—84.



Der Antrieb erfolgt von der Schnurscheibe n_1 aus, welche auf der Welle m_1 festgekeilt ist, die in zwei nach rechts verschiebbaren Lagern *n* sich dreht. Die Kraftübertragung von n_1 zum Sägeblatt *a* erfolgt durch die Räder *p*, *q*, *r*. Um beim Auseinanderrücken der beiden Sägeblätter *a* (Fig. 82) die Übertragung der Kraft auf beide möglich zu machen, sind die Lager *n* und der Bolzen *t*, auf welchem *q* sitzt, nach rechts verschiebbar. Von einem zweiten Kegelrade *w* auf Welle m_1 erfolgt durch Rad *s* auf Welle *v* und s_1 auf *u* die selbsttätige Bewegung des Supportes e_1. Am unteren Ende der Welle *u* sitzt die Schnecke *x*, welche in das Rad *y* greift; letzteres, in einem an e_1 befestigten Lager drehbar, trägt die Mutter für die Leitspindel *z* des Supportes e_1.

Hat man die wagrechten Schnitte nach einer Richtung geführt, so wird der Support um 90° gedreht, was durch einen im Kranze *f* umzusteckenden Stift genau geschehen kann. Der Antrieb erfolgt nun von der Welle *v* aus mittels der Schnurscheibe n_2. Sind auch diese Schnitte fertig, so werden die Lagerplatten *h* und h_1 mit allen darauf befindlichen Teilen abgehoben, so daß nur der Support mit seinem Antriebe übrig bleibt. Auf die Säule *j* kommt nun der in Fig. 84 dargestellte Apparat, welcher die senkrechten Schnitte ausführt. Dieser besteht aus 2 wagrechten, parallelen Armen, welche durch ein Querstück *C* verbunden sind, das mit einer Nabe und Keil auf der Säule läuft.

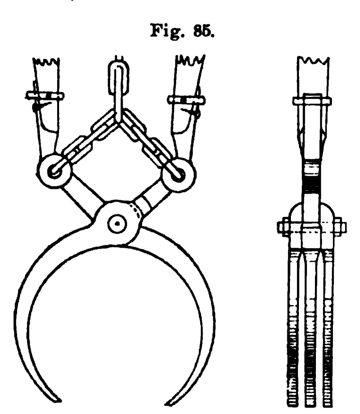
Auf einer Welle befindet sich die Schnurscheibe *I* und das Zahnrad *H*, das die Drehung der Sägespindel *D* bewirkt. Die Sägeblätter *A* werden durch 2 Schraubenmuttern auf der mit Gewinde versehenen Spindel eingeklemmt. Da das Lager *L* für den Antrieb der Welle *u* (Fig. 82) beim Höher- und Tieferstellen der Sägeblätter *A* mitgeht, ist auch das 2. Lager L_1 der Welle *M* an der Säule *j* mittels Gleitkeil und Druckschraube zum Verstellen eingerichtet. Bei der Drehung des Supportes *e* um 90° wird wieder, ähnlich wie oben, die Welle *M* zur Antriebwelle und die Scheibe I_1 zur Antriebscheibe. Um den Kraftaufwand bei der Arbeit zu verringern, sind beide Vorrichtungen für sich selbständig angeordnet; es könnten jedoch auch beide an demselben Supporte angebracht sein, um die wagrechten und senkrechten Schnitte zugleich auszuführen. (S. auch Liter. Verz.)

f. Geräte zum Beseitigen von Hindernissen unter Wasser.

1. Steinzange oder Teufelsklaue, Fig. 85.

Dies Gerät besteht aus 2 starken eisernen, gebogenen, hebelförmigen Armen, die, wenn es der Raum gestattet, beide auf hölzernen Stangen sitzen, welche bis über Wasser reichen; bei beschränktem Raum erhält nur der eine Arm eine Stange. Ist mittels der Stangen die Klaue richtig angelegt, so wird eine Kette angezogen, indem man gleichzeitig die Stangen so lange nach unten drückt, bis die Zange gut gefaßt hat. Die Zange ist auch wohl mit mehr als 2 Armen ausgeführt.

Fig. 85.



2. Greifer-Apparat.

Dieser unter „Baggerapparate" weiterhin beschriebene, der Teufelsklaue ähnliche Apparat ist, in Verbindung mit einer starken Winde, für den vorliegenden Zweck häufig ebenfalls gut anwendbar.

Die Anwendung der zu 1 u. 2 angegebenen Vorrichtungen setzt voraus, daß die zu beseitigenden Gegenstände entweder frei liegen, oder doch auf 2 Seiten (durch Baggern usw.) einigermaßen frei gelegt worden sind. Trifft dies nicht zu, liegen vielmehr die Gegenstände (Steine, Baumstämme) etwa unter dem Rande eines Brunnens eingeklemmt, so sind anderweite Hilfsmittel zu benutzen, zu denen folgendes angeführt wird:

Große Steine, die meistens eine rundliche Form haben, greift man von derjenigen Seite an, auf welcher die größte Masse derselben liegt. Man legt sie dort möglichst frei und stellt neben dem Stein eine tiefere Grube her, in die man ihn hinein schiebt oder hinein fallen läßt, zum Zwecke den Stein bequemer zugänglich zu machen. Zum Anbohren unter Wasser kann man bei größerer Wassertiefe einen Taucher zum Führen des Meißels benutzen.

3. Der Ramm-Meißel, Fig. 86,

besteht aus einer Rundeisenstange von 50—60 mm Stärke, an die ein breiter verstählter Meißel geschweißt ist. Etwa 2 m vom oberen Ende hat die Stange einen kräftigen Bund, der den Schlag eines Rammklotzes aufzunehmen hat. Dieser Klotz besteht aus Eichenholz, ist zylindrisch und in seiner Längenachse durchbohrt, so daß er auf der Meißelstange gleitet. Die Aufschlagsfläche des Klotzes ist mit Eisen beschlagen, welches um die Bohrung herum verstärkt ist. Beträgt das Gewicht des Rammklotzes nicht mehr als 50 kg, so versieht man ihn einfach mit 4 Bügeln und benutzt ihn als Viermänner-Ramme (S. 4).

Fig. 86.

1/10

Fig. 87.

Bei größerem Gewicht trifft man die in Fig. 87 dargestellte Einrichtung: Ein einfacher Dreifuß mit Rolle wird über die Eisenstange gestellt und dient sowohl zum Weiterrücken des Ramm-Meißels, als auch zum Rammen selbst.

Der Ramm-Meißel ist mit gutem Erfolg auch zum Durchstoßen von alten Buschpackungen und anderen Hölzern zu verwenden. Es ist damit vom Verfasser eine alte Kupierung (aus Stakbusch), auf welche mehrere Brunnen der Flutpfeiler der Elbe-Brücke bei Dömitz trafen, so wie auch ein schwacher Stamm durchstoßen worden. Bei festerem Holze wird aber besser:

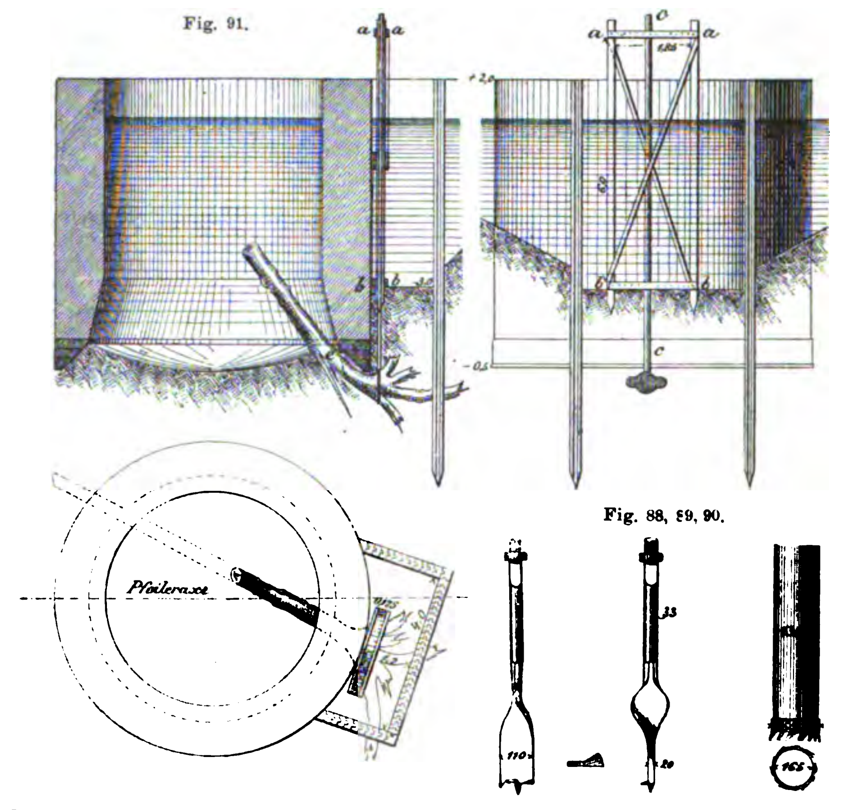
4. der Zentrumbohrer und der Röhrenbohrer, Fig. 88, 89, 90

benutzt. Dicht an den Brunnenrand anschließend, stellt man, Fig. 91, über dem Baumstamm ein Holzgerüst auf, dessen obere und untere Doppelzangen *a*, *b* in gleichmäßigen Abständen durchlocht sind und mittels eingesteckter Bolzen zur Führung von senkrecht eingesetzten schmiedeeisernen Futterröhren dienen. Nachdem die Futterröhren bis auf den Stamm hinunter getrieben sind (wozu man zweckmäßig Wasserspülung mit Hilfe einer gewöhnlichen Feuerspritze benutzt, s. S. 20 u. f.), verbindet man mit einem Bohrgestänge einen Zentrumbohrer, Fig. 88 oder 89, der so breit ist, daß er in der Futterröhre noch gut Platz hat. Zur besseren Führung in der Röhre gibt man dem Schaft des Bohrers eine halbe Windung. Unter kräftiger Belastung wird dann der Bohrer gedreht, wobei man ab und zu die Späne, mit Hilfe von Druckwasser, hinaus schafft, zu welchem Zwecke das Schlauch-Mundstück der Spritze, so weit es geht, neben dem Bohrgestänge in das Futterrohr hinab gelassen wird.

Ist auf diese Weise der Stamm mit einer Reihe von Löchern durchsetzt, so werden die zwischen den Löchern verbliebenen Stege mit Hilfe

des **Röhrenbohrers**, Fig. 90, in folgender Weise entfernt: Man vernietet den Röhrenbohrer, der mit den Futterröhren gleichen Durchmesser hat, mit einer der Futterröhren und setzt diesen Kernbohrer nun der Reihe nach auf alle stehen gebliebenen Stege. Durch Numerieren der Bolzenlöcher in den Führungszangen *a*, *b* kann man dies sehr genau erreichen. Der Kern- oder Röhrenbohrer wird beim Bohren stark belastet; die stehen bleibenden Kerne werden, falls sie hindern, mit dem Zentrumbohrer zerkleinert und, wie vor, durch Druckwasser entfernt.

Es empfiehlt sich auch, beim Bohren der ersten Löcher mit dem Zentrumbohrer, anstatt des einfachen Futterrohrs sogleich ein Futterrohr mit Röhrenbohrer daran als Führung für den Zentrumbohrer zu verwen-



den. Man kann dadurch, daß man den Röhrenbohrer einige Zentimeter in den Stamm einbohrt und erst dann die Bohrarbeit mit dem Zentrumbohrer beginnt, einen dichten Abschluß gegen den Erdboden erreichen, der sonst unter dem Rande eines nur aufgesetzten Futterrohres in das Bohrloch des Zentrumbohrers hinein treibt und diesen Bohrer schnell stumpf macht. Der Sägekranz *d* des Röhrenbohrers ist etwa 10 ^{mm} stark zu nehmen; die Zähne desselben werden zweiseitig geschränkt.

In dieser Weise wurden auch bei dem Bau der Weichselbrücken bei Fordon und Dirschau Baumstämme unter Brunnen abgebohrt. Bei ersterer von innen aus, was nicht zweckmäßig ist, weil die Löcher wegen der schrägen Bohrerstellung sehr lang werden. Näheres Zeitschr. f. Bauw. 1895 S. 419.

5. Vorrichtungen zum Aufholen von Gegenständen aus dem Wasser.

Außer Teufelsklaue, Greifer-Apparat, Wolf und noch sonstigen in Einzelfällen geeigneten Geräten ist unter schwierigen Umständen die folgend beschriebene Einrichtung anwendbar:

Ein etwa von beiden Seiten aufzuholender Baumstamm wird, Fig. 92, möglichst frei gebaggert und man bringt alsdann mit einem Hakenapparat denselben in ein Tau. Für diesen Zweck läuft der Hakenapparat in einen Ring *a* aus, welcher das verdoppelte, mit beiden Enden nach oben führende Tau *b* umschließt. Letzteres ist durch 3 bis 4malige Umwindung mit einer dünnen Schnur so mit dem Eisen verbunden, daß es eine offene Schlinge bildet. Ist der Haken durch entsprechende Bewegungen unter den Stamm gebracht, so läßt sich die Schlinge mittels eines Bootshakens aufsuchen und fassen; ist dies gelungen, so wird die Schnur mit einem kräftigen Ruck zerrissen und das Tau nach oben geholt. Mit Hilfe des Taues kann alsdann der Stamm in eine starke Kette gebracht werden und ist, wenn dies geschehen, mittels Winden oder auch Schraubenspindeln, Fig. 93, zu heben. Um Taue und Ketten unter auf Grund gesunkene Gegenstände wie Boote, Schuten usw. hindurch zu bringen, ist ganz besonders die Verwendung von Druckwasser geeignet. Man baggert die Fahrzeuge auf beiden Seiten bis unter den Boden frei und treibt mit Hilfe von Druckwasser ein genügend langes von einem Taucher geführtes Gasrohr unter dem Schiffsboden hindurch, an dessen Spitze ein Tau zum Durchholen der Kette befestigt ist. So wurde auf Anordnung d. Verf. in Wilhelmshaven ein Bagger gehoben.

Fig. 92.

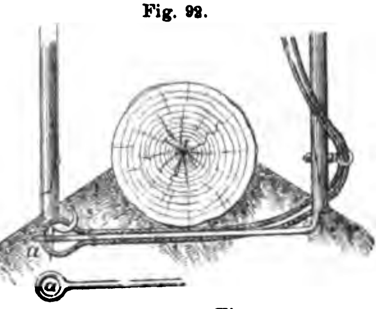


Fig. 93.



6. Taucher-Apparate.

Während bei geringeren Zwecken die vorstehend beschriebenen Einrichtungen zureichend sein werden, empfiehlt es sich bei großen Bauten, wenn man mit einiger Sicherheit auf das Vorkommen von Hindernissen zu rechnen hat, sich eines Taucherapparats zu bedienen.

Der Skaphander (die Schwimmjacke). Bei diesem Apparat — welcher der ältere ist — dient ein Kautschuk-Anzug nebst einem Helm aus Kupfer gleichzeitig als Luftbehälter für den Taucher. Mängel des Apparats sind, daß der Taucher nicht frische Luft allein, sondern ein Gemisch von frischer und gebrauchter Luft atmet, und daß durch Verletzung des Anzuges, namentlich des Helms, das Leben des Tauchers in Gefahr geraten kann; endlich besteht, wenn der Taucher unter Wasser längere Wege zu machen hat, die mit Hindernissen besetzt sind, die Gefahr einer Verschlingung oder Beschädigung der langen Luftzuführungs-Leitung.

Die erstangeführten beiden Mängel beseitigte Denayrouze durch den Regulator, Fig. 94, 95, der aus 2 Hauptteilen, einem größeren unteren Luftbehälter *R* und einem oberen kleineren, *B*, besteht. *R* steht durch einen

Gummischlauch *G* mit der Luftpumpe in Verbindung, während die aus *B* abgezweigte Röhre *T* zum Munde des Tauchers führt. *R* und *B* bestehen aus Stahlblech und sind durch das Luftverteilungs-Ventil *V* mit einander verbunden; an das Ventil schließt sich ein nach oben führender Schaft, der an seinem oberen Ende zwischen 2 Metall- und Kautschukscheiben eine dünne durchbrochene Zinkplatte trägt, welche auf den Deckel einer Kautschukkappe genietet ist. Diese Kappe ist luftdicht mit den Wänden der nach oben offenen Luftkammer *B* verbunden und bildet auf solche Weise deren Deckel. So lange nun der Druck der Luft in dem Raum *B* mit dem des Wassers außen im Gleichgewicht ist, bleibt das Ventil zwischen *R* und *B* geschlossen. Entsteht aber in *B* dadurch, daß der Taucher durch das Rohr *T* Luft zum Atmen entnimmt, Luftverdünnung, so drückt das Wasser von oben die Kautschukkappe — samt dem Ventil — nach unten, so daß Luft von *R* nach *B* übertreten kann. Das Rohr *T* geht luftdicht durch die Helmwand und trägt an seinem Ende das Mundstück *M*, Fig. 96, welches aus einer kleinen gebogenen Metallröhre besteht, auf welcher der Mundverschluß von Kautschuk befestigt ist. Dieses sichelförmige Blatt nimmt der Taucher derartig in den Mund, daß er 2 daran befindliche Ansätze zwischen die Zähne, das Blatt selbst aber zwischen die Lippen und die Zähne klemmt. Hierdurch wird ein dichter Mundverschluß erreicht.

Fig. 94.

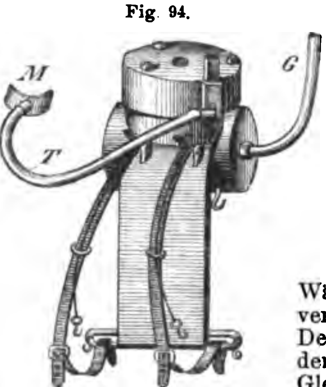


Fig. 95.

Fig. 96, 97.

Fig. 98.



Auf dem Rohre *T* befindet sich, nahe dem Regulator, ein kleiner Stutzen, Fig. 97, auf welchen das Ausatmungs-Ventil gezogen wird. Dieses selbst besteht aus 2 dünnen Kautschuk-Blättchen, die sich nur durch Atmen oder Blasen von innen öffnen, während der geringste Überdruck von außen sie schließt. Indem der Taucher die verbrauchte Luft durch denselben Schlauch, durch welchen er einatmet, auch zurück gibt, entweicht dieselbe durch dies Ventil und steigt durch das Wasser nach oben, hier den Arbeitern an der Pumpe durch das abwechselnde Erscheinen von Blasen an der Oberfläche Kunde gebend, daß der Taucher sich wohl befindet. Es ist dies ein großer Vorzug, den der Apparat vor dem Skaphander besitzt, bei dem die überschüssige mit der verbrauchten Luft durch ein Ventil am Helme in gleichmäßigem Strome entweicht.

Der Helm, Fig. 98, besteht aus 2 Teilen: Kopf- und Halsteil, zwischen

deren Flanschen der obere Teil des wasserdichten Anzuges luft- und wasserdicht mittels 3 Schrauben eingeklemmt wird. Am Kopfteil befindet sich ein Hahn, durch welchen die etwa lästig werdende Innenluft ausgelassen werden kann. Der Anzug schließt durch Kautschuk-Manschetten luftdicht an den Handgelenken ab, während die Füße mit eingeschlossen sind.

Zur ferneren Ausrüstung des Tauchers gehören noch die Belastungs-Gewichte, bestehend aus den Bleisohlen, Fig. 99, im Gewichte von etwa 10 kg, sowie einem herzförmigen Bleigewicht, welches an dem kupfernen Halsteile (oder Kragen) des Helmes befestigt wird, endlich einem Bleigewicht, welches am Regulator auf dem Rücken hängt.

Zur Vervollständigung des Anzuges dient ein Messer, mit dem der Taucher etwaige Hindernisse unter Wasser zerschneidet, und endlich ein Nasen-Verschluß, Fig. 100, dazu bestimmt, zu verhindern, daß ein ungeübter Taucher durch die Nase ausatme. Es würde hierbei der Hohlraum des Anzuges mit Luft gefüllt werden, und ein Auftrieb sich ergeben, der den Taucher in die Höhe treiben würde, wenn er nicht die angesammelte Luft durch den Hahn am Helme entweichen ließe. Mit Hilfe des Ausatmens durch die Nase pflegen sich die Taucher ohne Leiter an die Oberfläche zu heben.

Fig. 99. Fig. 100.

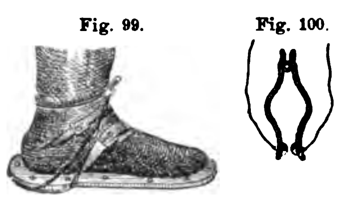
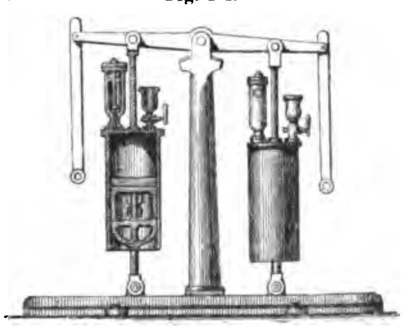


Fig. 101.



Die Luftpumpe, Fig. 101. Sie besitzt feststehende Kolben und bewegliche Zylinder, durch welche Anordnung es möglich ist, daß man, zur Herstellung eines volltändig luftdichten Abschlusses, Wasser über den Kolben halten kann. An der Pumpe befindet sich ein Manometer, welches den Luftdruck (Meter) angibt. Dem entsprechend muß die Wassertiefe vorher gemessen und hiernach der Gang der Pumpe eingerichtet werden. Soll der Apparat gebraucht werden, so untersuche man zunächst die Pumpe auf ihre Leistungsfähigkeit, indem man den Schlauch mit der Hand schließt und sieht, ob der Luftdruck die richtige Stärke hat. Die Kolbenliderung muß vorher zeitig erweicht werden. Hiernach untersuche man die Schläuche auf Reinheit und Dichtigkeit, sowie den Regulator, besonders ob das Ventil zwischen den beiden Teilen des Regulators rein und dicht ist, sowie, ob die Kappe auf dem Regulator schließt. Letzteres erkennt man, indem man durch die Schläuche bläst.

Ist alles in Ordnung, so kleidet der Taucher sich an. Nach Anlegung des Anzuges wird der kupferne Kragen aufgesetzt, der obere Rand des Anzuges über den Flansch des Kragens gezogen, nun das Kopfteil aufgesetzt, nachdem zuvor die vordere Scheibe abgenommen wurde. Sind Helm und Anzug mit einander verschraubt, so wird der Regulator befestigt und das Rohr vom Regulator an den Helm geschraubt. Wenn dann alle Gewichte angebracht sind, nimmt der Taucher das Mundstück zwischen die Zähne, setzt sich nötigenfalls den Nasenklemmer auf, und es beginnt nun die Arbeit an der Luftpumpe. Darauf wird die vordere Scheibe wieder vor den Helm geschraubt, und, nachdem der Taucher sich von dem guten Zustande des Ganzen durch einige Atemzüge überzeugt hat, kann er ins Wasser gehen.

Der hier beschriebene Apparat wird in Deutschland in sehr guter Ausführung von der Firma L. v. Bremen & Co. in Kiel geliefert und

kostet in vollständiger Ausrüstung für 1 Taucher 1800 M., für 2 Taucher 2850 M.

Man kann diese Apparate auch ohne Anzug und Helm verwenden; der Taucher muß dann aber den Nasenverschluß aufsetzen.

Die Vorschriften, welche an späterer Stelle über das Verhalten in verdichteter Luft gegeben werden, gelten auch hier. Der Taucher darf bei größeren Tiefen nicht mehr als 3 m in der Min. sinken und muß beim Aufsteigen noch langsamer sich heben. Tiefen von 20—25 m sind für kräftige, vollständig gesunde Menschen ziemlich ungefährlich; Tiefen von 30—40 m erfordern schon bedeutende Übung. Die größte Tiefe wurde von einem Taucher in Amerika auf kurze Zeit mit 51,8 m erreicht.

Zur Verständigung mit den Leuten über Wasser benutzte der Taucher früher eine Leine, deren unteres Ende er um den Arm schlang, während das obere Ende von einem zuverlässigen Manne beständig in der Hand gehalten wurde. Durch ruckweises oder verlängertes Ziehen an der Leine gab der Taucher seine Wünsche nach oben kund.

Sprechapparat. Im Jahre 1874 hat sich die Firma L. v. Bremen & Co. einen Sprech-Apparat patentieren lassen, durch den sich der Taucher unmittelbar mit den Leuten oben unterhalten kann. Die Vorrichtung besteht aus einer in den Innenflächen des Helms angebrachten, mit dieser konzentrischen Metallkapsel, welche, so weit sie bedeckt ist, vor jeder Berührung mit dem Wasser gesichert ist. An der Außenseite des die Metallkapsel bedeckenden Helmteiles befindet sich ein Schraubenstutzen, an welchen der Schlauch zum Sprechen und Hören angeschraubt wird; derselbe trägt über Wasser ein Mundstück. Spricht man in dasselbe hinein, so gelangen die Schallwellen durch den Schlauch zu der Kapsel, setzen dieselbe in Bewegung und mit ihr die Luft im Helme, welche sie umgibt, so daß der Taucher bei einiger Aufmerksamkeit das Gesprochene verstehen kann, umgekehrt auch die Leute oben, wenn der Taucher spricht. Zum möglichst klaren Hören muß langsam und deutlich gesprochen und der Schlauch nicht länger als nötig gemacht werden. Der Taucher muß, um sprechen zu können, das Mundstück fahren lassen und sich hüten, während des Sprechens die Metallkapsel zu berühren.

Unterseeische Lampe. In großer Tiefe oder an Stellen, zu denen nur ungenügendes Licht gelangt, bedient sich der Taucher einer unterseeischen Lampe. Man benutzt hierzu wohl nur noch elektrische Glühlampen und zwar entweder frei zu tragende oder, damit der Taucher beide Hände frei behält, solche, die gleich oben am Taucherhelme angebracht sind. Nach letzter Anordnung sind die Taucherhelme von Applegarth (The Engineer 10. Juni 1887 mit Abb.) eingerichtet.

Hochdruck-Apparat Eine Neuerung an Taucher-Apparaten bildet der sogen. Hochdruck-Apparat der Firma L. v. Bremen & Co. Derselbe besitzt einen zylinderförmigen Behälter, welcher mit auf 30 Atmosph. verdichteter Luft gefüllt wird und hat eine Größe, die so bemessen ist, daß der Taucher mit der Luft 6 Stunden lang ausreicht, ohne mit der Pumpe in Verbindung zu sein. Die Luft-Zuströmung im Regulator regelt sich hier ebenfalls wie bei dem vorigen selbsttätig, und richtet die Spannung der dem Taucher zum Atmen zuströmenden Luft sich nach der Tiefe ein, in der dieser sich befindet. Der einzige Unterschied gegen den anderen Apparat besteht darin, daß der Schlauch, welcher dem Regulator-Tornister Luft zuführt, hier nicht mit der Luftpumpe, sondern mit dem vorerwähnten Hochdruck-Behälter in Verbindung steht.

Fleuss-Apparat. In neuerer Zeit scheint in einem Apparat von Fleuss ein Mittel gewonnen zu sein, die Leistungsfähigkeit eines Tauchers noch weiter als mit dem Hochdruck-Apparat zu steigern. In dem von der englischen Fleuss-Breathing Dress- & Safety-Lamps-Company vertriebenen Apparat wird eine konstante Luftmenge von einiger Pressung so benutzt, daß sie wiederholt zum Einatmen gelangt, nachdem sie zuvor regeneriert worden ist. Der Apparat besteht aus einer Gesichts-

maske besonderer Einrichtung, einem Tornister, der die zur Luftregeneration erforderlichen Stoffe (kaustisches Natron, reinen Sauerstoff usw.) in verschiedenen Abteilungen enthält, die an einem — auf der Brust zu tragenden — Luftsack durch Röhren angeschlossen sind. Die Berührung der ausgeatmeten Luft mit dem kaustischen Natron dient zur Abscheidung der Kohlensäure, welche zum Entweichen in das umgebende Wasser gebracht wird. Aus dem Sauerstoff-Behälter wird fortwährend ein Zuschuß an die Atmungsluft geleistet, dessen Menge durch ein Schrauben-Ventil zwar genau regulierbar ist; immerhin aber ist wegen der Druckabnahme im Behälter nicht eine so genaue Regulierung möglich, daß die Luft in ihrer Zusammensetzung völlig der atmosphärischen Luft gleich ist. Diese kleinen Abweichungen sind aber nach den bisher vorliegenden Versuchen unschädlich.

Zum Apparat — der übrigens auch im Bergwerks-Betrieb mit gutem Erfolge benutzt wird — gehört eine Lampe mit eigenem Sauerstoff-Behälter. Der Sauerstoff gelangt durch ein feines Platinrohr zu einer Spiritusflamme und bringt mit deren Hilfe einen Kalkzylinder zum Erglühen. Zur Sauerstoff-Erzeugung dienen einfache Apparate, die ebenfalls von der oben genannten Gesellschaft geliefert werden. — 1 Tornister- und bezw. Lampen-Füllung reicht für 3–4 Stunden. Der Apparat ohne Lampe kostet 500 M., die Lampe 120 M.

Ein Taucher vermag allerdings, alle möglichen Arbeiten unter Wasser auszuführen; indessen tut man gut, seine Beihilfe aufs engste zu beschränken. Ist z. B. ein Stein anzubohren, um ihn mittels Wolf zu heben oder um ihn zu sprengen, so kann man das Bohren meistens viel billiger von oben aus vornehmen und braucht den Taucher nur zum Befestigen des Wolfs oder zum Einsetzen der Ladung hinab zu schicken. Für die Bohrarbeit empfiehlt sich eine ganz ähnliche Einrichtung, wie solche oben beschrieben ist. Man setzt ein langes Gasrohr auf die vom Taucher ermittelte günstigste Stelle des Steines möglichst senkrecht auf, befestigt dasselbe durch Festnageln an einer hierfür hergerichteten Rüstung in seiner Stellung und benutzt es nun als Führung für den Bohrer.

7. Die Pfahlreste einer alten Römerbrücke im Rhein bei Mainz wurden mit Hilfe von Tauchern beseitigt, welche die Pfahlköpfe freilegen und Ketten um dieselben schlingen mußten. Damit die Taucher bei ihrer Arbeit nicht durch die Strömung gestört würden, setzte man über der jeweiligen Arbeitsstelle vorher einen oben und unten offenen, genügend weiten Blechzylinder auf den Grund, der bis über Wasser reichte. In diesem arbeiteten die Taucher also in stehendem Wasser. Der Zylinder wurde von Schiffen aus gehandhabt.

8. Es möge hier ferner der Abbruch einer Kaimauer der Albert-Docks in London erwähnt werden, welcher durch sehr geschickte Sprengung erfolgte, ohne daß die nahen Gebäude beschädigt und das angrenzende Fahrwasser belästigt wurde. Da so große Sprengungen am zweckmäßigsten durch Fachleute (Bergtechniker, Pioniere) ausgeführt werden, kann von einer genauen Beschreibung hier abgesehen und nur auf die Quelle: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888 verwiesen werden, wo dieselbe eingehend erläutert und dargestellt ist.

9. Für größere Arbeiten bedient man sich auch sogenannter Taucherschachte und zwar namentlich zur Vorbereitung von Felssprengungen unter Wasser. Ein derartiger Apparat für Sprengungen im Rhein, von der Firma Hanner & Jaeger in Duisburg gebaut, hat folgende Einrichtung. Ein Stahlschiff von 45 m Länge, 9 m Breite, 1,1 m Tiefgang und 2,8 m Höhe trägt etwas hinter dem Längenmittelpunkt ein 12 m hohes verstrebtes Gerüst, welches über dem im Schiffe befindlichen Schachtloche steht, in welchem die 8,5 m hohe Taucherglocke auf und ab bewegt wird. Diese enthält 3 Abteilungen: den oberen Arbeitsraum mit 4 Schleusenkammern und 2 Drehkranen, den mittleren eingeengten Teil, welcher in einen Steigeschacht und 2 Förderschachte zerfällt, und den unteren Arbeitsraum,

welcher 7,2 m lang und 4 m breit ist. In demselben befinden sich 8 unabhängig von einander verstellbare Bohrspreizen zum Anbringen der mit Druckluft von 5 Atm. Spannung betriebenen Bohrmaschine. Das Gewicht der Taucherglocke (etwa dem Gewichte des verdrängten Wassers gleich) beträgt bei voller Ausrüstung 75 000 kg. Damit die Glocke während der Arbeit nicht vom Grunde abgehoben werde, wird sie mit einem Teile des Schiffsgewichtes belastet. Das Schiff wird zu dem Zwecke durch ein Windewerk (30 PS) um etwa 25 cm aus dem Wasser gehoben. Daneben hat das Taucherwerk eine Dampfmaschine von 100 PS nebst Kompressoren, um in 1 Minute 12 cbm Luft auf 5 Atm. zu verdichten, zur Speisung der Bohrmaschinen und der Glocke. Die Bewegung des Taucherschiffes geschieht durch 3 Dampfwinden auf dem Vorderdeck. Der Kessel, welcher alle Maschinen speist, hat 70 qm Heizfläche und 7 Atm. Überdruck. In neuerer Zeit (1894) hat die Taucherglocke auch eine Dampfheizung erhalten.

Der französische Unternehmer Hersent hat zu gleichem Zwecke einen selbsttätig schwimmenden Taucherapparat benutzt, der genau so eingerichtet ist, wie die im II. Kap. VI. L. beschriebenen Taucherglocken zur Herstellung von Docks und Schleusen. Der Arbeitsraum war 10 m lang, 8 m breit, 2 m hoch; die Schwimmkammer darüber 10 m lang, 8 m breit, 8 m hoch. In letzter befindet sich der erforderliche Ballast. Die Taucherglocke wiegt 330 000 kg. Das Deplacement der Schwimmkammer und des Ballastes beträgt, wenn die Arbeitskammer voll Wasser ist, 450 000 kg. Mit diesem Apparate entfernte Hersent den Felsen von Brest zum Preise von 62,5 Fr. für 1 cbm. Ähnliche Apparate wurden bei Cherbourg und Lorient angewendet.

D. Baggerapparate und sonstige Einrichtungen zur Bodenförderung bei Gründungen.

Literatur.

Anwendung der indischen Schaufel: Zeitschr. f. Bauw. 1864 S. 564; 1876 S. 35 u. 107. — Baggervorrichtung (Excavator) von Millroy: Deutsche Bauztg. 1868 S. 470; Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1869 S. 579. — Zentrifugalbagger von Gwynne: Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1869 S. 580; Engineering 1869 II S. 104; Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879 S. 59, 66 u. 75. — Leslie'sche Heberfundierung: Deutsche Bauztg. 1873 S. 84 — Sack-Drehbagger: Deutsche Bauztg. 1874 S. 243; Exc. Min. of Proc. of the Inst. of Civ. Engin. Vol. LXVIII Sess. 1881—1882 P. II; Zeitschr. f. Bauw. 1889 S. 259. — Robertson's Grabevorrichtung: Deutsche Bauztg. 1875 S. 31. — Excavator v. Bruce u. Batho Rev. industr. 1876 S. 109. — Sackbagger beim Bau d. Elbebrücke bei Dömitz: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. z. Hann. 1877 S. 560; 1882 Heft IV. — Vertikal-Dampfbagger auf festem Gerüst (Ruhrbrücke): Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. z. Hann. 1877 S. 575. — Leistung und Kosten von Dampfbaggern: Zeitschr. f. Bauw. 1877 S. 489. — Strahlpumpen Rigaesche: Industrieztg. 1878 S. 237. — Über Baggerungen usw., Sandkreiselpumpen: Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879 S. 59, 66 u. 75. — Kranbagger (Greifer): Ann. des ponts et chauss 1880 I S. 161; Ztrlbl. d. Bauv. 1882 und 1884 (Leistung solcher Bagger). — Schraubenbagger: Zeitschr. f. Bauw. 1880. — Eimerbagger mit Hand- u. Dampfbetr.: Zeitschr. f. Bauw. 1880 S. 118, 160, 241 u. 441; 1882 S. 248; Allgem. Bauztg. 1881 S. 68. — Abänderung d. Leslie'schen Heberfundierung von Bassel: Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881 S. 240. — Excavator von Gattmell, angewandt bei einer Brücke über den Sutley (Indien): Annales des trav. publ. 1882 S. 568. Engineering 1887 I, S 151; Engineer 1887 I, S. 4; Scientific Amer. 1887 S. 9661. — Priestmann's Baggerschaufel: Zentralbl. d. Bauv. 1882 S. 484; 1884 S. 5; Deutsche Bauztg. 1886 S. 879. — Neuer Greifer für 2 Ketten von S H. Priestmann Hull (Patent): Engineering 1904 Okt. 14 S. 525. — Wilds Baggerschaufel: Zentrlbl. d. Bauv. 1885 S. 190. — Pulsometer Bagger von Neuhaus: Zentralbl. d. Bauv. 1886 S. 172. — Sandpumpe von Reeve: Engineer 1887 II S. 99 u. 312. — Preßluftbagger von Jandin: Zentrlbl. d. Bauv. 1887 S. 195; Deutsche Bauztg. 1887 S. 78; In Finnland bei Uleaborg verwandt Ann. des trav. publ. 1888 S. 2190; Génie civ. 1888 Bd. XIV S. 65; Ann. des ponts et chauss. 1888 Jan. S. 1034. — Schaufel von Grafton: Zentrlbl. d. Bauv. 1890 S. 156 mit Abb. — Morgans Baggergefäß: Engineering 1890 I S. 669. — Sandpumpen von Schmidthauer: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1895 S. 1385; Rev. techn. 1895 S. 282. — Greifbagger beim Bau eines Wellenbr. in Buffalo gebr.: Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenb. 1898 S. 262; Eng. news 1899 Febr. S. 66. — Baggergef. f. d. Gründungs-Arb. im Hafen von Heyham: Engineering 1899 Juli S. 127. — Kreiselpumpenbagger mit Druckpumpe zusammen angewendet: Les ann. des trav. publ. 1891 S. 8.

a. Sackbagger und Sackbohrer.

1. Der Sackbagger, Fig. 102.

Er wird in der Weise gehandhabt, daß der Arbeiter das Gerät in möglichster Entfernung vor sich auf den Grund setzt, so daß die offene

Seite mit Schneide ihm zugekehrt ist. Indem er, den Stil gegen die Schulter und den Bagger auf den Grund drückend, letzteren zu sich heran zieht, wird der Beutel gefüllt. Die Schiffer besitzen meist große Übung in dieser Arbeit, die sie beim Baggern von Sand aus Flußbetten erwerben. Preis für 1 cbm etwa 0,8 bis 1 M. im Schiff. Diese Art des Baggerns ist nur bis etwa 2 m unter Wasser ausführbar.

Fig. 102.

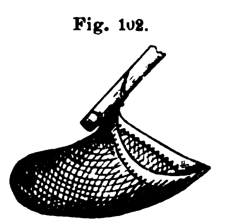
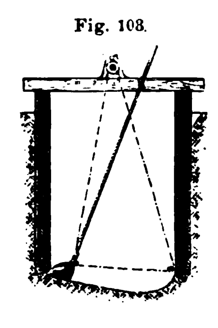


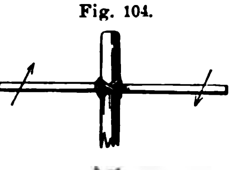
Fig. 103 gibt an, wie mit diesem Apparat in größern Tiefen gebaggert werden kann, vorausgesetzt, daß der Raum nicht allzu beschränkt ist. Der Bagger sitzt an einer starken Stange, an welcher 2 Taue befestigt sind, von denen das eine zum Aufholen, das andere dazu dient, den Bagger quer über den zu baggernden Boden fortzuziehen und mit Boden zu füllen. Zu diesem Zwecke geht das 2. Tau über eine Rolle, die unten am Brunnenkranze oder besser (um die Rolle beliebig nachsehen zu können) an einer starken, oben fest gelegten Stange dicht über dem Boden angebracht ist. Beide Taue gehen oben im umgekehrten Sinne über eine Winde. Um ein gutes Greifen zu befördern, ist es zweckmäßig, das Tau, mit welchem der Bagger fortgezogen wird, nicht dicht über dem Beutel, sondern etwas höher angreifen zu lassen. Um den Bagger auf dem Grunde in der richtigen Stellung zu erhalten, ist oben an der Stange eine Handhabe anzubringen, welche gleichzeitig die Lage des Baggers erkennen läßt. Damit der Baggerbeutel sich nicht vor die Schneide legt, ist er mittels einer an seinem Ende befestigten Schnur beim Hinablassen hoch zu halten.

Fig. 103.



Da der Beutel leicht abreißt, umgibt man ihn wohl mit einem Netze aus starkem Bindfaden, welches etwas kleiner ist als der Beutel selbst; das Netz ist alsdann der eigentliche tragende Teil. In dieser Anordnung ist der einfache Sackbagger bei leichten Bodenarten ein sehr verwendbares Gerät. Da als Winde ein einfacher Haspel genügt, kostet Beschaffung und Unterhaltung sehr wenig, so daß man ohne nennenswerte Preiserhöhung möglichst gleichzeitig an mehreren Stellen arbeiten kann, ein Umstand, der oft die etwas höheren Förderkosten wieder aufwiegt.

Fig. 104.



Bei der Elbebrücke bei Dömitz geschah die Bodenförderung aus Brunnen von 18 qm Grundfläche für sämtliche Flutbrücken-Pfeiler in dieser Weise. In jedem Brunnen arbeiteten gleichzeitig 2 Bagger, mit zusammen 6 Leuten besetzt. Tägliche Senkung der Brunnen bis 3 m unter Wassser rund 0,5 m, bis 6 m unter Wasser 0,35 m. Preis der Senkung — ausschl. der Geräte — bis 3 m unter Wasser 38,25 M; bis 6 m 57,35 M.; über 6 m 67 M.



2. Der Sackbohrer, Fig. 104.



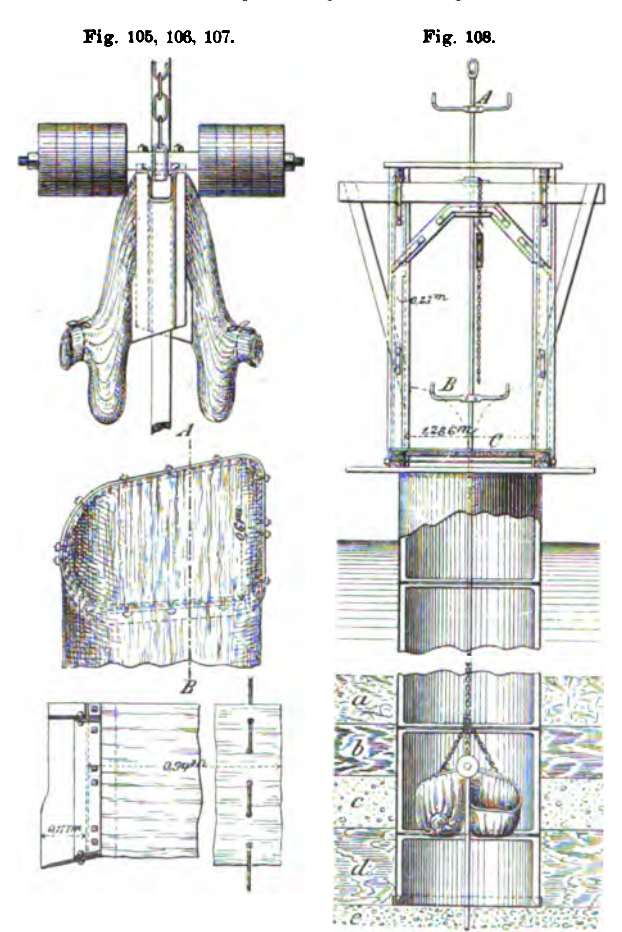
Dieser Bohrer besteht aus einer zugeschärften oder schraubenförmig auslaufenden Eisenspitze an hölzerner Stange; erstere trägt einen zugeschärften Eisenring zur Aufnahme des Baggerbeutels. Die Befestigung der genannten Teile, wie auch die des Querhebels am oberen Rande der Stange ist in einer gegen Drehen möglichst widerstandsfähigen Weise anzuordnen. Der Beutel ist wie oben durch ein Netz zu schützen und beim Hinablassen mittels einer Schnur in der richtigen Lage zu halten. Der Sackbohrer findet

hauptsächlich in sehr engen Brunnen bei weichen Erdarten Anwedung; er ist aber wenig leistungsfähig, weil er oft nur mit Teilfüllung gehoben wird.

3. Doppelsack-Bohrer, Fig. 105—108.

Der Apparat wurde bei dem Bau von Brücken in Japan namentlich über den Fluß Rokugo mit gutem Erfolge selbst in nicht zu festem Lehmboden angewendet und stellt eine glückliche Abänderung des gewöhnlichen Sackbohrers dar. Zwei Säcke, jeder an einem eisernen zugeschärften Rahmen befestigt, sitzen an entgegen gesetzten Seiten einer senkrechten Achse von viereckigem Querschnitt. Der Rahmen ist auf der Achse verschiebbar, aber nicht drehbar. Sind die Beutel durch Drehen der Achse gefüllt, so hat man nicht nötig, die eiserne Achse zu heben, sondern nur den Rahmen mit den Beuteln und den Belastungsgewichten. Um die Beutel schnell zu entleeren, sind sie unten nur mittels einer durchgezogenen Schnur geschlossen.

Fig. 105, 106, 107. Fig. 108.



Unsere Quelle gibt als die Leistung dieses Baggers unter günstigen Verhältnissen (in Sandboden) ungefähr 2 cbm Boden in 1 Stunde an, die in 4 bis 6 Füllungen gehoben wurden, bei einer Bedienung mit 8 Arbeitern.

In ebenso engem Raume wie der Sackbohrer verwendbar, aber in der Leistung viel sicherer, ist:

b. Der Schraubenbagger, Fig. 109, 110.

Derselbe besteht aus einer ziemlich flachgängigen Schraube, deren Ränder entweder nur aufgekrämpt sind *a*, oder die, noch besser, mit einem Mantel umgeben ist *b*. Nach einer betr. Mitteilung lieferte der Schraubenbagger mit Mantel bei jedem Hub 0,6 cbm Boden. Er eignet sich für alle Bodenarten und verdient Beachtung.

c. Die indische Schaufel, Fig. 111.

Sie besteht aus einer starken eisernen, um ein Scharnier an einem Stiele drehbaren Schaufel, die in senkrechter Stellung in die Erde gestoßen und unter kräftigem Druck auf die Baggerstange mittels der

b Fig. 109, 110. a

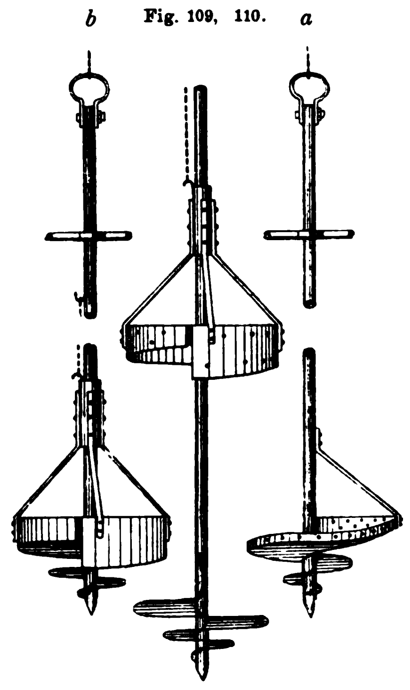
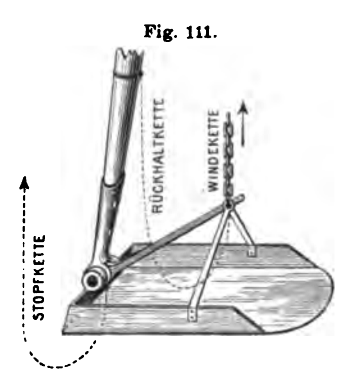


Fig. 111.



Windekette in wagrechte Lage gebracht und demnächst, mit Boden gefüllt, gehoben wird. Großes Gewicht der Schaufel fördert das Eindringen in den Boden. Sie ist nicht für leichten Schlamm geeignet, desgleichen auch nicht für festen Ton und Lehm; für groben Kies ist der Schraubenbagger im Vorzuge. Die Leistungsfähigkeit ist je nach Bodenart und der Übung der Mannschaft sehr verschieden. Bei der Thorner Weichsel-Brücke wurden mittels 2 Schaufeln, deren jede 8 Mann Bedienung erforderte, bei 10stünd. Arbeit ein zylindrischer Brunnen von 6,6 m Außen-Durchm. durchschn. um 0,31 m gesenkt. Bei dem Bau der Rhein-Brücke bei Wesel wurden mit indischen Schaufeln von 45 kg Gewicht (Preis der Schaufel 12 M.) bei 6 Mann Bedienung aus runden Brunnen von 3,14 m Durchm. als größte Leistung in 1 Tag 17,8 cbm Boden (Kies) gebaggert. Durchschn. wurden die Brunnen täglich 0,497 m in 1 Tag gesenkt. Ganze Versenkungstiefe 5,96 m unter Erdoberfläche.

d. Der Eimerbagger, Fig. 112.

1. Die Figur stellt einen solchen mit senkrechter Baggerleiter für Handbetrieb dar. Die Eimerkette mit Eimern von 5 bis 10 l Inhalt ist samt dem Windewerk zwischen 2 Pfosten angebracht. Sie läuft über gezahnte Räder und gleitet bei größerer Länge an Streichschienen, die auf Klötzen befestigt sind.

Bei der Weichselbrücke zu Graudenz erforderte ein solcher Handbagger 10 Mann an den Kurbeln, 3 Mann zum Bewegen des drehbaren Wagens, 1 Mann zum Bedienen der Schüttklappe, 2 Mann zum Abwerfen des Bodens auf die Rüstung und 1 Baggermeister. Diese 17 Mann senkten die 48 qm Grundfläche haltenden Brunnen täglich um 0,35 m. — 1 cbm verdrängter Boden kostete dann einschl. des Verkarrens auf kurze Entfernung, aber ausschl. der Beschaffung und Unterhaltung der Geräte, 3,16 M.

2. Vertikal-Bagger für Dampfbetrieb von Waltjen (angewendet insbesondere bei Gründung von Kaimauern an den Hamburger Grasbrook-

Häfen), Fig. 113, ist auf einem Schienengleis fahrbar, welches mittels eines Hand-Windewerkes *W* bewegt wird. Zum Heben und Senken der Eimerleiter, die auf einer Achse *A* in einem doppelarmigen Winkel-Balanzier *BB*

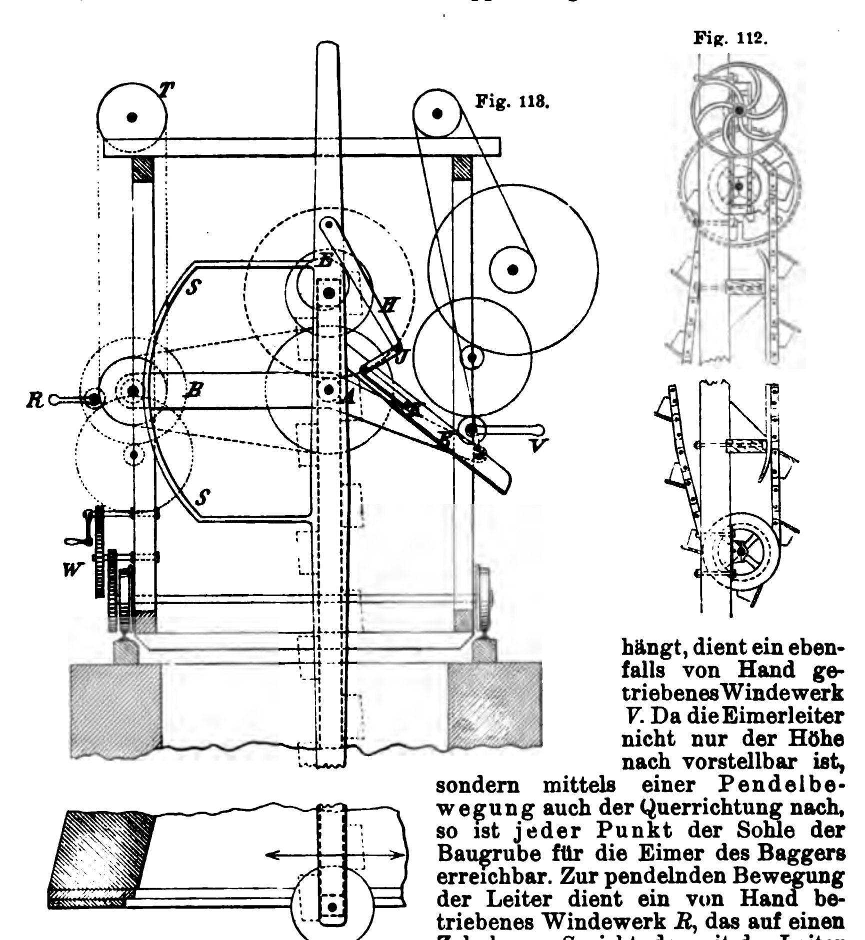


Fig. 112.

Fig. 113.

hängt, dient ein ebenfalls von Hand getriebenes Windewerk *V*. Da die Eimerleiter nicht nur der Höhe nach vorstellbar ist, sondern mittels einer Pendelbewegung auch der Querrichtung nach, so ist jeder Punkt der Sohle der Baugrube für die Eimer des Baggers erreichbar. Zur pendelnden Bewegung der Leiter dient ein von Hand betriebenes Windewerk *R*, das auf einen Zahnbogen *S* wirkt, der mit der Leiter fest verbunden ist. Die Bewegung der Eimerkette geschieht durch eine Lokomobile, für welche *T* die aufnehmende Scheibe ist. — *E* ist ein Exzenter, welcher mittels des Hebels *HJ* eine Klappe *K* über der Schüttrinne *B* bewegt.

e. Kranbagger mit Exkavator.

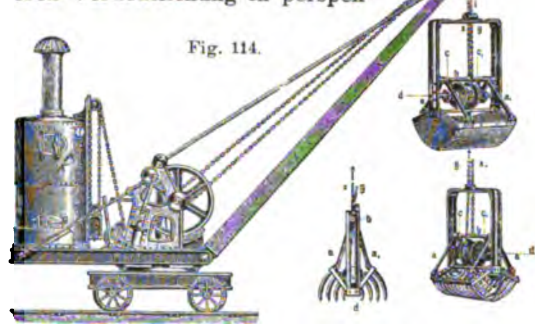
Übereinstimmend wird bei allen Einrichtungen dieser Art ein Exkavator oder Greifer auf den zu entfernenden Boden durch einen Ausleger-Kran hinab gelassen und dort durch Benutzung einer Winde-Vorrichtung gefüllt.

1. Der Milroy'sche Exkavator

sei hier nur noch als ein Vorläufer der neueren Greifer-Apparate erwähnt. Er stellt gewissermaßen eine Vervielfältigung der indischen Schaufel dar, ist aber schwerfällig zu handhaben.

Beweglicher in der Handhabung sind die nachstehend beschriebenen Greifer-Apparate, die mittels eines **fahrbaren** Auslegerkrans betrieben werden, Fig. 114. Es gehen über den Kopf der Winde des Auslegers **zwei** Ketten zum Greifer, von denen die eine zum Senken, die andere zum Füllen und Aufwinden desselben dient.

Fig. 115 gibt zur besseren Verdeutlichung in perspektivischer Projektion diejenigen Konstruktionen an, welche in den Fig. 116, 117, 118 in gerader Projektion dargestellt sind:


Fig. 114.

2. Greifer-Apparate.

System Morris und Cumings. Dasselbe ist in Fig. 116—118 dargestellt, hat 2 viertelkreisförmige **Schalen**, ähnlich denjenigen einer eisernen Betontrommel, die um Achsen drehbar sind und an ihren äußersten Ecken beiderseitig Scharniere haben, an denen Winkelschenkel angreifen, welche auf einer gemeinsamen Welle sitzen. Diese Welle gleitet zwischen 2 Führungen, die am oberen Ende

Fig. 115. Fig. 116. Fig. 117.

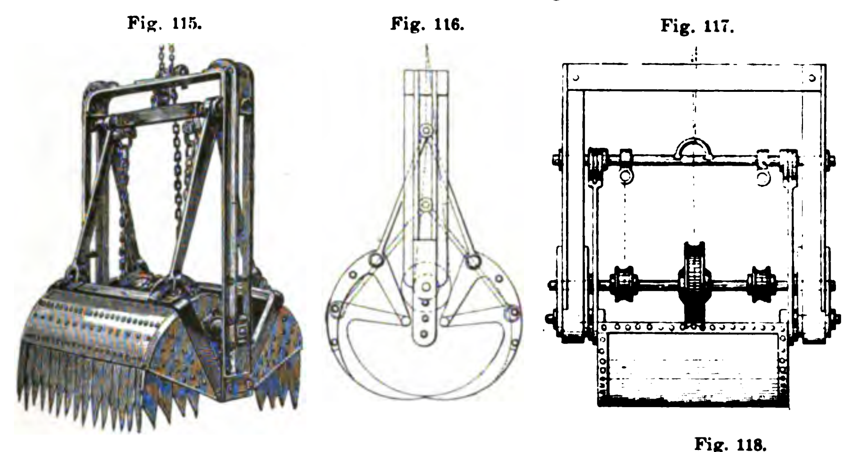


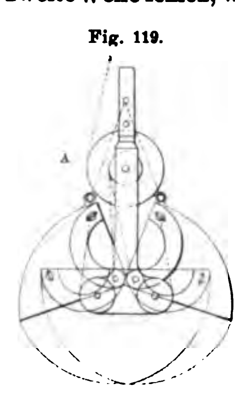
Fig. 118.

durch ein starkes Eisen verbunden sind, während sie unten außer den Greiferschalen — noch **über** den letzteren — eine drehbare Welle tragen. Auf dieser sitzt in der Mitte eine größere Scheibe für die zum Aufwinden des Greifers dienende Kette. Zu den Seiten der großen Scheibe sitzen 2 kleinere für kurze Ketten bestimmte, deren Enden an der oberen Achse befestigt sind, die in der Mitte einen Bügel hat. Dieser dient zur Befestigung derjenigen Kette, an welcher der Greifer hinab gelassen wird. Hat der Greifer den Boden erreicht, so dringen die unteren Ränder durch sein Eigengewicht etwas ein. Wird dann die zum Aufheben dienende Kette angezogen, so dreht sich die obere Achse, und es werden dadurch die kurzen Ketten auf die kleinen Scheiben gewickelt; die untere Achse wird nach unten gezogen und die

Greiferhälften werden damit geschlossen. Um groben Sand, Gerölle, Ton und Holz zu heben, wird anstatt des Blechgreifers ein solcher aus starken stählernen gebogenen Zinken, Fig. 115 u. 118, eingesetzt.

Greifer-Apparat nach System Hall, Fig. 119. Derselbe zeigt eine noch weiter vereinfachte Konstruktion, indem sowohl die Kulissen als die zweite Welle fehlen, welche in diesen gleitet. Die Aufhänge-Vorrichtung trägt unter der Welle, auf der die große Rolle für Schluß und Aufzug des Greifers sitzt, 2 kleinere, um welche die Drehung der Greiferhälften stattfindet und auf deren Enden kleine Rollen stecken. Über diese laufen 2 kurze Ketten, deren obere Enden an den, seitlich der großen Rolle auf deren Achse befestigten kleinen Rollen sitzen, während die unteren zu den äußersten Ecken der Greiferhälften gehen und dort durch 2 Bügel befestigt sind. An diesen Ecken sind außerdem die Ketten befestigt, an denen der ganze Apparat beim Hinablassen hängt und dadurch offen erhalten wird. Hat derselbe (wie in Fig. 119 angenommen), den Boden erreicht, so wird die über die große Rolle laufende Kette zum Aufheben angezogen und drehen sich dann mit der Achse A die kleinen auf derselben sitzenden Rollen; die kurzen Ketten-Enden werden aufgewickelt, und es wird dadurch der Greifer in die in feineren Linien angegebene Lage gebracht.

Fig. 119.



Ähnliche Konstruktionen, die aber weniger empfehlenswert sind, weil einmal die einzelnen Teile leichter zerstörbar sind, und weil sodann auch die Kraft, welche die Greifer-Hälften zusammen zieht, gegen den Schluß derselben zu sehr abnimmt, findet man in Ann. des Ponts et Chauss. 1880 1. Sem., S. 161 u. T. 6 u. 8.

Da alle Arbeiten selbsttätig durch Dampf verrichtet werden, so sind für leicht lösliche Bodenarten nur 1, höchstens 2 Mann Bedienung erforderlich; für Tonboden, der schwerer von den Zinken zu lösen ist, werden 3 oder 4 Mann erfordert.

Preise (1895) der Firma Bünger & Leyrer für Kranbagger System Morris & Cumings.

Nr.	Bezeichnung	Nummer des Baggers			
		A	B	C	D
1	Fassungs-Vermögen des Greifers . . . . . (kg)	500	1000	1500	2000
2	Baggert nach Angabe der Fabrik in 10 Std. bis 6 m Hubhöhe Schlamm, Sand oder Kies . (kg)	250000	500000	650000	800000
3	Gräbt und verladet Tonboden . . . . . . (kg)	150000	300000	400000	500000
4	Halbmesser der Ausleger . . . . (m)	5	5,5	5,5	5.5
5	Preis einschl. eines Greifers, Schöpfeimers aus Blech, bei Baggertiefen bis 7.5 m. . . . . (M)	9500	12500	15600	18000
6	Preis eines Greifers mit dicht stehenden Stahlzinken zum Baggern von Sand, oder mit weiter stehenden Stahlzinken z. Baggern v. Ton (M)	1350	1900	2500	2850
7	Ungefähres Gew. des Krans einschl. eines Greifers aus Blech . . . . (kg)	10000	15500	18000	21000
8	Preis einer Vorrichtung zum Selbstfahren . (M)	1350	1700	2100	2400
9	Zuschlag für eine größere als unter 5 angegebene Bagger-Tiefe für 0,5 m . . . . (M)	30	40	50	60

Besondere Vorzüge dieser Bagger bestehen darin, daß sie auch als gewöhnliche Krane zum Heben benutzt werden können, daß sie die Maurerarbeiten beim Brunnensenken nicht stören und für jeden Boden und jede Tiefe anwendbar und endlich auch zum Beton-Versenken geeignet sind.

Greiferbagger für 2 Ketten werden jetzt auch von verschiedenen deutschen Firmen nach eigenen Patenten gebaut. So von der Firma Menck & Hambrock in Altona, über deren Leistung und Preise folgende Tabelle Auskunft gibt.

Preisliste (1905) über Menck & Hambrocks Patent-Zweiketten-Greifbagger, komplett mit Dampfkran und mit Greifer mit glatter Stahlschneide. Größte Hubhöhe = 12 m.

Modellgröße		A	B	C
Fassungsvermögen des Greifers	cbm	0,5	0,75	1,00
Annähernde Leistung für den Tag von 10 Arbeitsstunden in weichem Boden bei 6 m Hubhöhe	„	240	340	440
Annähernde Leistung für den Tag von 10 Arbeitsstunden in weichem Boden bei 12 m Hubhöhe	„	175	250	325
Ausladung des Kranes	m	4,5	4,75	5,00
Gewicht des kompletten Greifbaggers:				
a) mit feststehendem Dampfkran und einem Greifer mit glatter Stahlschneide	rd. kg	9700	13000	16500
b) mit fahrbarem Dampfkran und einem Greifer mit glatter Stahlschneide	„ „	10200	13750	17500
Preis des kompletten Greifbaggers:				
a) mit feststehendem Dampfkran und einem Greifer mit glatter Stahlschneide	M.	8000	10400	12650
b) mit fahrbarem Drampfkran und einem Greifer mit glatter Stahlschneide	„	8700	11300	13675
Mehr für Fahrbewegung durch Dampfkraft	„	400	450	525
Mehr für durch Dampf beweglichen Ausleger	„	700	800	950
Mehr für geschlossenes Haus um den Führerstand	„	500	600	700

Der Exkavator Gattmell, Fig. 120 u. 121, für jeden, auch lehmigen Boden geeignet, welcher gleichsam eine doppelte indische Schaufel bildet. Das Gestell besteht aus zusammengenieteten Eisenbahnschienen. Beim Hinablassen (Fig. 121) hängen die Schaufeln durch ihr Gewicht nach unten, da die Ketten, welche den Schluß bewirken, durch Einhaken des Hakens A in den Ring B außer Tätigkeit gesetzt sind. Erreichen die Schaufeln den Boden und wird die (einfache) Kette, welche zur Winde führt, schlaff, so fällt der Haken A von selbst aus und beim Anwinden treten die Schlußketten in Tätigkeit. Zum Entleeren muß man das Ganze auf eine Plattform setzen, A wieder in B einhängen und anwinden. Entleerung umständlich, Konstruktion aber einfach und solide. Für kleine Brunnensenkungen geeignet.

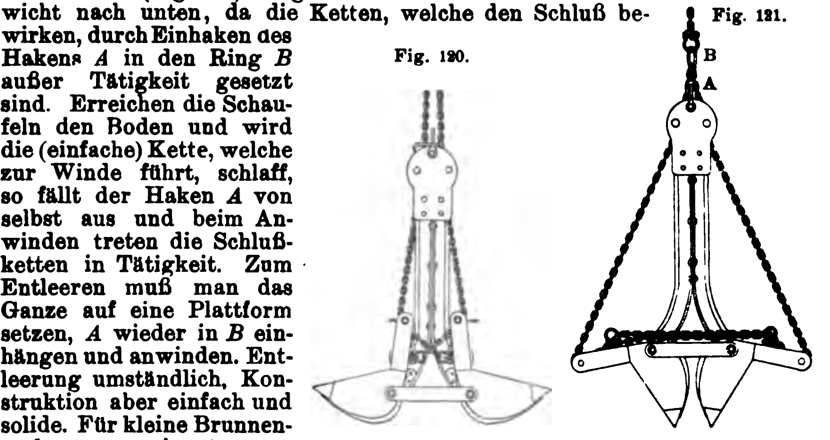


Fig. 120. Fig. 121.

Für größere Arbeiten eignen sich besser die Schaufel von Wild, welche ebenfalls nur eine Krankette erfordert und im Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 190 beschrieben und abgebildet ist, oder die Schaufel von Price, welche von der Firma John H. Wilson & Co., Sandhills, Liverpool gebaut wird. Letztere ist der Wild'schen ähnlich, aber einfacher als diese.

Fig. 122 zeigt diese Schaufel im Begriffe nach unten zu gehen, Fig. 123 voll heraufkommend und Fig. 124 während der Entladung. Die Krankette K (Fig. 123 u. 124) läuft durch den Fangapparat, welcher mittels der beiden kurzen Ketten $M\,M$ am Ausleger des Krans befestigt ist, und durch die Hülse I an der Schaufel hindurch über die Rollen F, E und E zum Punkte G; hier ist sie fest gemacht. Wird die Kette angezogen, so werden die Schaufelhälften durch die Arme $B\,B^1$, an deren Enden die Rollen E sitzen, geschlossen. Wenn die Schaufel offen niedergeht, hängt dieselbe an den Armen $D\,D$ Fig. 124, welche oben drehbar, aber nicht verschiebbar

an der inneren Hülse *I* befestigt sind, die gleichzeitig den Daumen *Q* trägt. Über der inneren Hülse *I* kann die Hülse *J* in gewissen Grenzen auf- und abwärts gleiten. Beide Hülsen haben am oberen Ende eine Scheibe. Der Fänger besteht aus einem oberen Ringe, an welchem 4 Doppelhaken drehbar befestigt sind, sowie aus den beiden Hülsen *S* und *R*, durch welche die Krankette läuft, von denen die letztere *R* auf *S* verschiebbar ist und unten eine Scheibe trägt. Ist *R* in seiner unteren Lage, so hält es die beiden Haken *N N* durch diese Scheibe in gespreizter Stellung (Fig. 123). Wird nun die gefüllte Schaufel so hoch aufgewunden, daß die Scheibe *I* der inneren Hülse die äußere Hülse *R* am Fänger etwas anhebt, so fallen die 4 Doppelhaken durch ihr Gewicht nach der Mitte zu und es greifen die oberen Haken *V* derselben unter die Hülse *R* und die unteren Haken *W* unter die Scheibe *J* an der äußeren Hülse der Schaufel (Fig. 124). Wird jetzt die Kette nachgelassen, so hängen die Schaufel

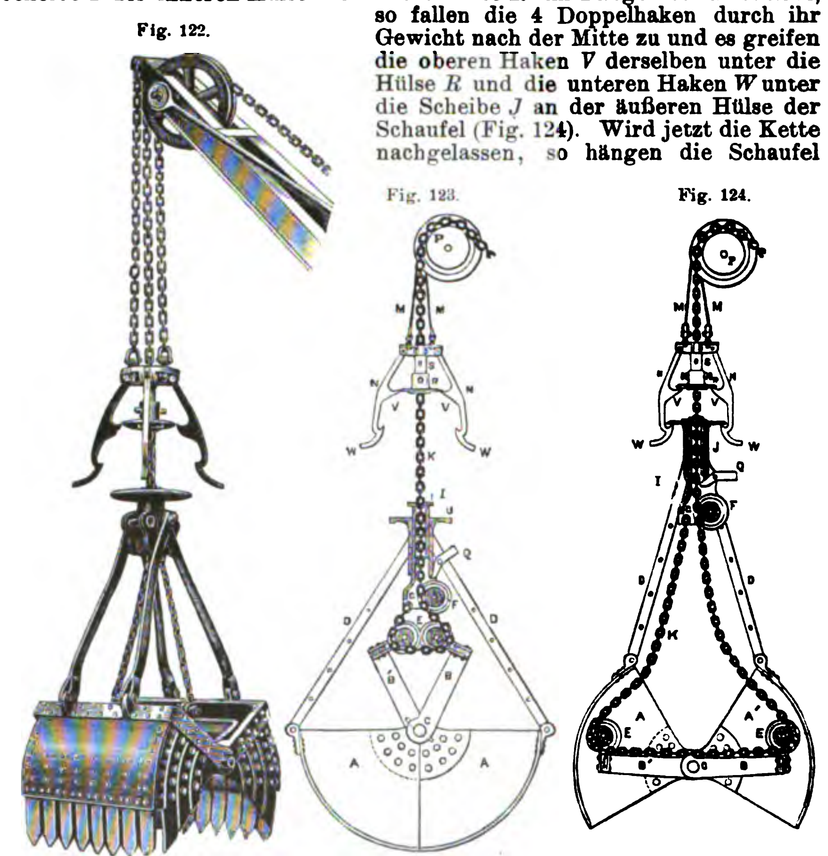


Fig. 122. Fig. 123. Fig. 124.

mittels der Haken *W*, der Scheibe *J*, welche unter die Scheibe *I* greift, und die mit letzterer verbundenen Stangen *D* unmittelbar an den Ketten *M* und durch diese am Ausleger des Krans. Bei weiterem Nachlassen der Krankette wird also die Schaufel geöffnet, erreicht die Lage in Fig. 124 und wird entleert. Zieht man die Krankette jetzt wieder etwas an, so greift der Daumen *Q* in die Kette ein, so daß diese durch die Hülse *I* nicht weiter nach oben gehen kann. Die Schaufel wird also in offenem Zustande gehoben. Dabei kommt die große Scheibe der äußeren Hülse *J* unter die schrägen Unterseiten der Haken *V* am Fänger, drückt dadurch die Doppelhaken wieder auseinander, so daß die Scheibe *R* am Fänger wieder herunterfallen und die Haken *V* auseinander halten kann.

Jetzt kann beim Nachlassen der Krankette die große Scheibe der äußeren Hülse *J* an der Schaufel wieder an den unteren Haken *W* des Fängers vorbei kommen und die Schaufel offen auf den Grund gestellt werden. Steht sie unten auf und wird schlaff gelassen, so ist der Daumen *Q* gelockert und wird durch die infolge ihres Gewichtes nach unten gleitende äußere Hülse *J* ausgerückt in die Lage, welche Fig. 123 zeigt. Jetzt kann die Kette die innere Hülse *I* wieder frei passieren und muß, wenn sie aufgewunden wird, die Schaufel zusammenziehen, wobei sich dieselbe füllt. Der Daumen *Q* darf sich nicht mit der Kette zu fest in die Hülse *I* klemmen und die Hülse *J* muß leicht auf der Hülse *I* gleiten und reichlich schwer sein, damit der Apparat sicher arbeitet.

Die Schaufeln mit 1 Kette sind an jedem beliebigen Kran verwendbar und deshalb für kurze Baggerarbeiten bei Bauausführungen (Brunnen) meist zweckmäßiger als die früheren mit 2. Bei festerem Boden muß die Schaufel ein großes Gewicht oder höheren Fall erhalten. (The Engineer Jahrg. 1890.)

Eine sehr sinnreiche Konstruktion besitzt die Schaufel von Grafton. Dieselbe ermöglicht es, daß das Öffnen und Entleeren nicht nur oben am Ausleger des Krans und unten beim Aufstoßen auf den Grund, sondern auch an beliebiger Stelle des Hubes vom Maschinisten ausgeübt werden kann, trotzdem die Schaufel nur an einer gewöhnlichen Krankette hängt.

Die letzte Entleerungsweise an beliebiger Stelle des Hubes ist nun wohl entbehrlich, die zweite — auf dem Grunde — recht zweckmäßig, da sich dadurch die Schaufel auch zum Betonieren eignet. Immerhin ist die Konstruktion der Schaufel eine ziemlich verwickelte, so daß es fraglich sein dürfte, ob es nicht ebenso billig und zweckmäßiger ist, statt einer solchen zwei getrennte Geräte, eines zum Baggern und das andere zum Betonieren zu beschaffen. Da genügende Erfahrungen über diese Schaufel noch nicht vorliegen, ist von der Beschreibung und Darstellung derselben Abstand genommen.

Die Einkettengreifer der Firma Menck & Hambrock können in beliebiger Höhe durch Verstellen eines sogen. Fängers geöffnet werden. Sie lassen sich leicht lösen, wenn sie sich auf dem Grunde festgebissen haben und sind auch unten zu öffnen, allerdings mit Hilfe eines 2. Mannes. Sie lassen sich mit jedem gewöhnlichen Drehkran benutzen und sind von einfacher Bauweise.

Morgans Baggergefäß ist leicht und packt eine große Oberfläche, was beim Baggern von Schlamm in Docks wegen der geringen Baggertiefe von Vorteil ist. Dasselbe erfordert 2 Ketten. Es wurde auf den Baggern für die Mersey-Docks angewandt und soll sich gut bewähren. Die doppelte Kette ermöglicht es, wenn zu schwere Gegenstände, z. B. Baumstämme, am Grunde gefaßt sind, die Schaufel wieder zu öffnen.

Es sei noch mitgeteilt, daß ein Priestmann'scher Bagger Nr. B der Tab. auf S. 59 in Berlin beim Bau der Kaiser-Wilhelm-Brücke stündlich 12 bis 15 cbm Boden baggerte, daß ferner in Ketzin a. H. ein gleicher Bagger bei 10stündiger täglicher Arbeit monatlich 2500—3000 cbm Ziegelton aus einer Tiefe von 12 m hob.

f. Pumpenbagger.

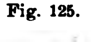
1. Sandpumpe.

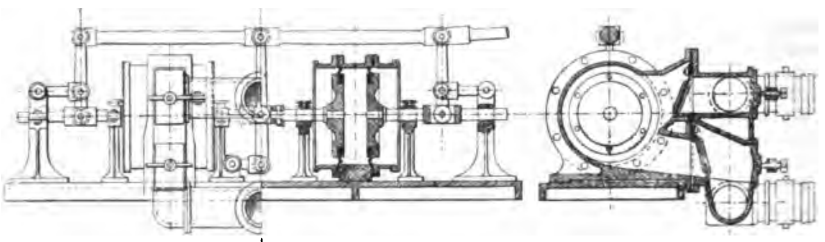
Wir erwähnen dieselbe nur noch als ein früher bisweilen angewandtes Gerät, um Sand aus Brunnen zu fördern. Die Leistungsfähigkeit ist gegenüber den neueren Geräten gering. Die Arbeit wird teuer, weil ihre Bedienung viel Menschen erfordert. Näheres darüber in: Zeitschr. f. Berg.-, Hütten- u. Salinenwesen Bd. 19 S. 25; Deutsche Bauztg. 1871 S. 190; Polytechn. Zentralbl. 1871.

2. Die Schlammpumpe von Geerts, Fig. 125.

Da bei Kolbenpumpen durch Sand und Schlamm die Zylinder stark angegriffen werden, hat der Erfinder anstatt des Zylinders mit Kolben

ein Gefäß mit 2 beweglichen Böden angewendet. Diese sind durch besonders weiche Lederstulpe mit den Gefäßwänden luft- und wasserdicht verbunden, die Entfernung der Böden bewirkt Einsaugen, die Näherung Ausstoßung von Flüssigkeit. Die Skizze zeigt eine zweizylindr. Pumpe mit


Fig. 125.



gemeinsamem Saug- und Druckrohr. Beide Zylinder wirken abwechselnd, indem die inneren Böden derselben mit einarmigen Hebeln in Verbindung sind, die an einer gemeinschaftlichen Schubstange angreifen, während die äußeren Böden beider Zylinder durch zweiarmige Hebel von derselben Schubstange aus bewegt werden. Letztere wird entweder von Hand oder durch Maschinenkraft in Bewegung gesetzt. Die hier mitgeteilte Konstruktion ist für Dampfbetrieb eingerichtet.

In den Sandgruben zu Molle förderte eine solche Pumpe mit Handbetrieb aus 10^{m} Tiefe unter Wasser stündlich $6—10^{cbm}$ weißen Sand bei einer Bedienung von 4 Mann an der Schubstange und 1 Mann am Saugrohr zum Bewegen des mit diesem verbundenen Rührapparates.

3. Ähnlich der Schlammpumpe von Geerts ist die Pumpe mit biegsamer Platte von Noel in Paris.[1]) Auch eine ganze Reihe neuerer Pumpen lassen sich für diesen Zweck verwenden. Siehe unter E Vorrichtungen zum Wasserheben, Fig. 151—153.

4. Die Sand-Kreiselpumpe.

Der Kreisel, Fig. 126, liegt unten dicht über dem Grunde und die senkr. Welle *b* desselben trägt an ihrem unteren Ende einige Schaufeln *d* zum Aufrühren des Bodens.

Fig. 126.

Soll im freien Wasser gebaggert werden, so ist die Röhre oben bei *g* zwischen 2 Prähmen aufgehängt und kann wie eine Baggerleiter mittels Flaschenzug in ihrer Lage verändert werden.

Kreiselpumpen für Baggerzwecke, von der Firma Brodnitz & Seydel in Berlin ausgeführt, sind vollkommener in der Konstruktion als der Bagger von Gwynne, Fig. 126.

Bei Pumpen-Baggern ist der Löseapparat von dem Förderapparat zu trennen. Die Umdrehungs-Geschw. des ersteren muß nur etwa $1{,}0—1{,}5^{m}$ in 1 Sek. betragen, um keine zu große Zentrifugalkraft zu erzeugen, die den gelösten Boden der Saugewirkung des Kreisels entziehen würde. Die Flügel des Löseapparates müssen eine solche Form erhalten, daß sie den gelösten Boden möglichst dem Kreisel zuleiten. Entgegengesetzt der Konstruktion der Wasser-Pumpen muß die Saugeöffnung eine möglichst enge sein, um eine große Geschw. und dadurch ein kräftiges Ansaugen des gelösten Bodens in derselben zu erzeugen. Der Zutritt von Wasser ohne gelöste Bodenteile muß möglichst verhindert werden, und zu diesem Zwecke empfiehlt es sich, Schutzbleche

[1]) Näheres: Revue industrielle 1888 S. 414 u. 415.

namentlich nach derjenigen Seite hin anzubringen, an welcher der Bagger den Boden bereits fortgebaggert hat. Die Geschw. des bewegenden Wassers ist so groß zu wählen, daß dessen Stoßkraft die größten zu fördernden Körper unter Berücksichtigung ihres relativen Gewichtes mit angemessener Geschw. zu heben vermag. Ferner ist durch Versuche mit bestimmten Bodengattungen festzustellen, bei welcher Steigerung derselben der günstigste Prozentsatz des mitgerissenen Bodens zum Betriebswasser erreichbar ist. Sollen Körper durch die Stoßkraft des Wassers gehoben werden, so muß $v = 12{,}52836 \sqrt{r}$ sein, wenn v die Geschw. (in ^{m}) in 1 Sek. und r der Halbm. des als runder Körper der Dichte $\gamma = 2{,}5$ angenommenen Körpers (in ^{m}) bedeutet. Nach diesem Werte von v ist folgende Tabelle für verschiedene Werte von r berechnet:

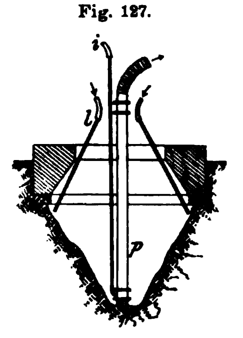
r =	0,0001	0,0002	0,0003	0,0004	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008	0,0009
v =	0,125	0,186	0,216	0,251	0,280	0,306	0,331	0,354	0,357
r =	0,001	0.002	0,003	0,004	0 005	0,006	0,007	0,008	0,009
v =	0,404	0,559	0,685	0,790	0,883	0,968	1,04	1,118	1,186
r =	0,01	0,02	0,03	0.04	0.05	0,06	0,07	0,08	0,09
v =	1,25	1.86	2.16	2.51	2,80	3,06	3,31	3,54	3,57
r =	0.1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
v =	4,04	5,59	6,85	7,90	8,83	9,68	10,4	11,18	11,86
r =	1	—	—	—	—	—	—	—	—
v =	12,53	—	—	—	—	—	—	—	—

Die Querschnittsflächen wagrechter Rohrleitungen sollen zweckentsprechend größer sein als die der geneigten, und zwar um so viel, als die Widerstände bei Bewegung der Massen in der Wagrechten geringer sind, als in den Neigungen. Man spart dadurch an Betriebskraft, namentlich bei langen Leitungen. — Vorzüge der Pumpen-Bagger vor den Eimer-Baggern sind: bequeme und billige Beförderung der Massen durch Röhrenleitungen auf weite Entfernungen auch über Anhöhen.

Die Kosten betrugen bei einem Eimer-Bagger guter Bauart einschl. der Beförderung durch den Schleppdampfer (in der Abbaggerung gemessen) für 1 ^{cbm} 0,475 M.; bei einem schlecht ausgeführten Pumpen-Bagger, der versuchsweise benutzt wurde und der in demselben Boden baggerte, 0,38 M.; bei einem neu hergestellten größeren, mit einer 40pferd. Dampfmaschine versehenen Pumpenbagger 0,18 M. Neuerdings baut man Pumpenbagger, die den gelösten Boden über 1000 ^{m} weit fortdrücken. Pumpenbagger nach Patent Frühling liefern 50 % Sand und mehr in der geförderten Masse.

5. Besonders zweckmäßig ist die Verbindung von Druckpumpen mit einer Kreiselpumpe zum Senken von Brunnen. Angewandt bei den Kaimauern des neuen Hafens von Calais. Die Brunnen hatten meist 8 ^{m} im Quadrat Grundfläche. 12 Druckwasserrohre l, je 3 von einer Druckpumpe gespeist, wurden, wie die Skizze Fig. 127 zeigt, benutzt, um unter dem Brunnenrande den Boden zu lösen, der dann mit dem Wasser durch das Saugrohr p einer Kreiselpumpe aus dem Brunnen befördert wurde. Um zu hindern, daß, wenn der Kreisel still stand, der Boden im Rohre p sich auf der unteren Ventilklappe ablagert und später das Ansaugen unmöglich macht, ist das Druckwasserrohr i angebracht, welches die Klappe frei spült. Steht der Brunnen schief, so wird nur auf der zu hohen Seite gespritzt, wenn erforderlich mit allen 12 Rohren. Bedienung 1 Vorarbeiter, 1 Heizer für die 4 Druckpumpen, 1 desgl. für die Kreiselpumpe, 6 Arbeiter für das Lenken der Druckrohre l. Weite derselben 4 ^{cm}. Leistung ungefähr 20 ^{cbm} verdrängter Boden in 1 Stunde bei Sand; in Lehm und Ton viel weniger.

Fig. 127.



Trotzdem sind Tonschichten von 1 bis 1,2 m Stärke durchsenkt worden. Sehr zweckmäßig namentlich bei sandigem Boden. Die Druckpumpen müssen womöglich eben so viel Wasser liefern, wie die Saugpumpe hebt, damit der Wasserspiegel im Brunnen nicht sinkt und kein Boden mit dem Wasser von außen eingespült wird.

Auf demselben Grundsatze beruht das Verfahren, welches sich Casse hat patentieren lassen (auch in Deutschland) und welches in den Fig. 128 u. 129 dargestellt ist.

Fig. 128 und 129.

Bei eisernen Brunnen von geringem Gewicht (Fig. 128) will er nicht nur den unteren Brunnenkranz, sondern jeden einzelnen Brunnenring mit einem Hohlringe zur Aufnahme von Druckwasser versehen und mit der Druckwasserpumpe durch ein gemeinsames Rohr in Verbindung bringen. Die Hohlringe an den einzelnen Brunnenstücken haben an der äußeren Wand Löcher zum Austritte des Druckwassers. Dieser Austritt wird geregelt durch eine Gruppe von Hähnen, die von oben geöffnet und geschlossen werden können, und zwar die zu den Hohlringen an der Brunnenwand führenden gleichzeitig, der zum Brunnenkranz führende allein. Das Druckwasser, welches aus dem Brunnenkranz nach dem Inneren des Brunnens austritt, löst und spült den Sand vom Rande nach der Mitte zu, wo ihn die Kreiselpumpe absaugt. Will der Brunnen trotzdem nicht sinken, so läßt man durch die anderen Hähne Druckwasser längs der ganzen Brunnenwand nach außen austreten, so daß die Reibung zwischen Wand und Boden stark vermindert wird.

Fig. 129 zeigt die Anordnung für Brunnen aus Beton oder Mauerwerk von rechteckigem Grundriß, und zwar das eine Mal mit schmiedeisernem Rohre an der Schneide, das andere Mal mit gußeisernem.

Hier muß, um ein Geraderichten von Brunnen, welche sich nach einer Seite neigen wollen, möglich zu machen, jede Seite ein System für sich bilden und mit eigenem Rohre *b* mit der Druckpumpe in Verbindung stehen. Sinkt die eine Seite zu stark, so wird an dieser die Spülung eingestellt, bis der Brunnen wieder gerade steht.

Die Nuten *a* haben für die Senkungs-Einrichtung keine Bedeutung. Sie sollen nur zur Aufnahme von Spundwänden dienen, wenn die Schlitze zwischen benachbarten Brunnen (z. B. bei fortlaufenden Mauern) mit Beton gefüllt werden sollen.

Die Löcher in dem Brunnenkranz sollen 10 ^{mm} weit sein und der Gesamtquerschnitt der durch ein Rohr zu speisenden Löcher multipliziert mit 0,62 soll den Querschnitt des Zuführungsrohres bilden. (Besser wird wohl sein, den Rohrquerschnitt etwas größer zu nehmen, damit man den erforderlichen Druck sicher hält.) Als Wasserdruck wird 4—5 Atm. genügen.

Für Sand ohne Hindernisse ist das Verfahren wohl sehr leistungsfähig, wenn die Brunnenkränze auch etwas teuer sind. Einzelne Steine, falls man sie merkt, bevor das Rohr am Kranz zerstört ist, lassen sich durch Spritzen mit einzelnen Rohren beseitigen. Wird der Kranz an einer Seite zerstört, so muß man das Zuführungsrohr *b* für diese Seite ausschalten und sich des weiteren mit dem Spritzen mittels einzelner Rohre helfen.

g. Hydraulische und Preßluft-Exkavatoren.

Einen hydraulischen Exkavator zeigen die Fig. 130a und b. Mittels einer Druckpumpe wird Wasser in ein Rohr *d* gepumpt, welches bis zur Sohle des Brunnens hinab geführt und heberartig gebogen ist. Über der Sohle hat das Rohr an der oberen Seite eine Öffnung, Fig. 130b, durch welche Sand mit Wasser gemischt vom Druckwasser-Strome angesaugt und durch das Druckrohr *D* nach oben geführt wird. Eine ähnliche bei der Mississippi-Brücke benutzte Konstruktion förderte bei 88 ^{mm} weitem Rohre mit Druckwasser von 10 Atm. in 1 Stunde 15 ^{cbm} Boden.

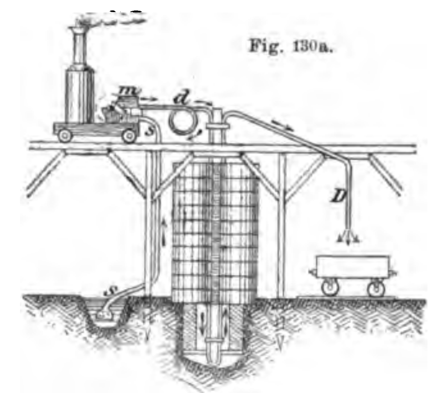


Fig. 130a.

Der in Fig. 131 bis 132a u. b dargestellte Preßluft-Exkavator stammt von Jandin. Bei demselben wird der im Wasser gelöste Boden mit diesem zusammen durch Preßluft, welche man dem Förderrohr zuleitet, gehoben. Fig. 131 allgemeine Anordnung, Fig. 132a Apparat für losen Boden, Fig. 132b für festen Boden. *E* ein Messer, schneidet den Boden beim Bewegen des Apparates pflugartig auf; das nachfolgende Blasrohr *D* lockert ihn durch den Austritt der Preßluft aus kleinen Löchern. Der Schlitz *D* in Fig. 132a für den Lufteintritt ist regulierbar. Fig. 131 Pfeiler einer Brücke über den Guadalquivir. Förderrohr 23 ^{cm} weit, Luftpumpe 6—8 PS. Steine bis zu 5 ^{kg} schwer wurden mit heraufgebracht. Leistungsfähigkeit bei Schlamm, Sand und kleineren Steinen 1 bis 2 ^{cbm} für 1 Stunde und 1 PS. Leistung läßt sich durch Anbringung mehrerer Luftrohre in gewissen Abständen über einander steigern. Förderhöhe über Wasser bei nur einem Luftrohre bereits etwa $^1/_3$ der Wassertiefe. Für loseren Boden sehr zu empfehlen. Bis zu den größten Tiefen verwendbar bei stets gleichbleibender Leistungsfähigkeit.

Fig. 130b.

Bei großen Tiefen kann das Rohr durch angehängte Schwimmkasten beweglicher gemacht werden.

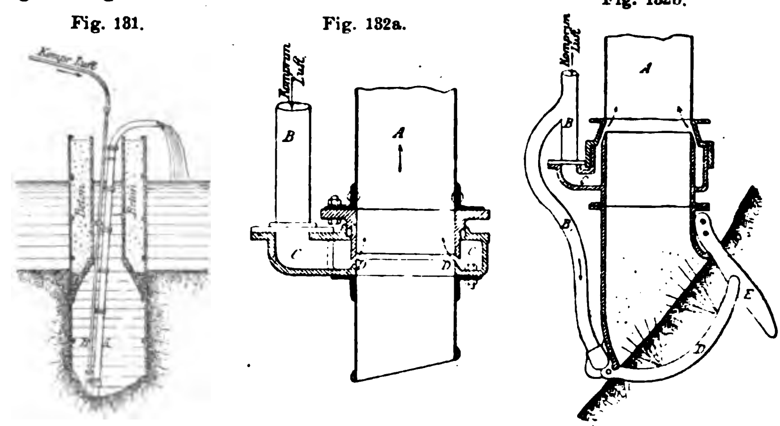


Fig. 131. Fig. 132a. Fig. 132b.

h. Die Leslie'sche Heberfundierung.

Der Boden wird durch ein Scharwerk gelöst, welches auf einer hohlen Achse steckt, die durch Arbeiter an Hebeln in Umdrehung gesetzt wird. Durch ein Schlauchstück wird der Hohlraum der Röhre über den Brunnenrand hinaus fortgeführt. Wird nun durch Einpumpen von Wasser in den Brunnen der Wasserstand in demselben um 2 bis 3 m gegen den Außen-Wasserstand erhöht, so entsteht im Rohr eine Strömung, die den aufgerührten Boden samt dem Wasser nach oben führt.

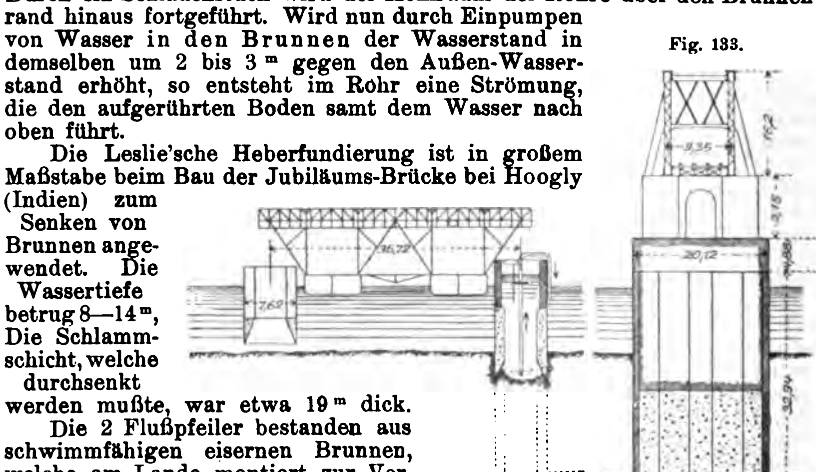
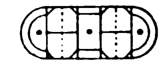


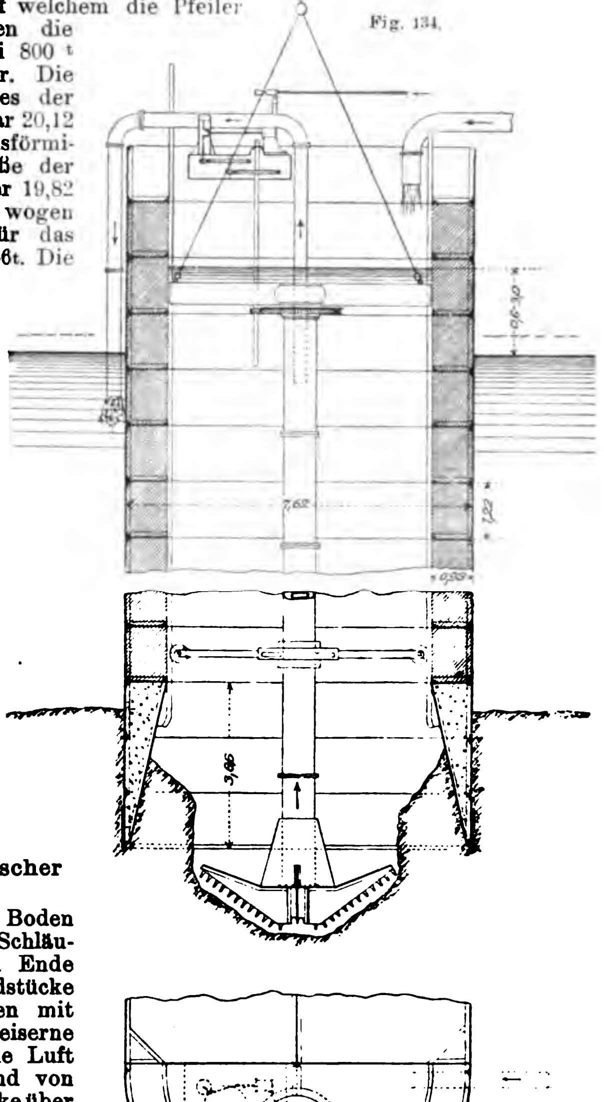
Fig. 133.

Die Leslie'sche Heberfundierung ist in großem Maßstabe beim Bau der Jubiläums-Brücke bei Hoogly (Indien) zum Senken von Brunnen angewendet. Die Wassertiefe betrug 8—14 m, Die Schlammschicht, welche durchsenkt werden mußte, war etwa 19 m dick.

Die 2 Flußpfeiler bestanden aus schwimmfähigen eisernen Brunnen, welche am Lande montiert zur Versenkungsstelle geflößt und hier beide gleichzeitig, an einem auf Pontons schwimmenden eisernen Gerüste befestigt, auf den Grund gesenkt wurden, Fig. 133. Die Brunnen wurden in Ringen von 1,22 m Höhe aufgebaut. Sie sind durch 4 Querwände in 5 Abteilungen getrennt, von denen die beiden äußeren und der mittlere unten offen sind und zur Bodenförderung dienen, während die beiden übrigen unten geschlossenen den Schwimmkörper bilden. Die Außenwände sind durch wagrechte Querwände versteift, welche die untere Fläche der einzelnen Ringe bilden, Fig. 134. Aus letzterer Figur erhellt auch mit genügender Deutlichkeit die Schneidevorrichtung, welche zur



Lösung des Bodens diente. Durch die hohle Achse dieser Vorrichtung, welche oben als Heberrohr verlängert ist, wird der Boden abgesaugt. Bei weichem oder sandigem Boden betrug die Senkung bis zu 2,5 m in 3—8 Stunden. In dem festen Lehm, auf welchem die Pfeiler stehen blieben, waren die Fortschritte selbst bei 800 t Belastung viel geringer. Die Größe des Grundrisses der beiden Mittelpfeiler war 20,12 × 7,62 m mit halbkreisförmigen Enden. Die Größe der rechteckigen Endpfeiler 19,82 × 8,54 m. Die 4 Brunnen wogen 986 t, die Pontons für das Schwimmgerüst usw. 356 t. Die Bohrvorrichtung usw. 206 t. Die Kosten für 1 t Stahl frei Calcutta betrugen 437 Frcs.



Desgl. wurde die Leslie'sche Heberfundierung in ganz ähnlicher Weise in Indien beim Bau der Brücke über den Rupnarayan angewendet (Le génie civ. 1903 S. 344). Der Bohrer des Hebers hatte hier 3 m Durchm. und wurde durch ein ringförmiges Rohr von 325 bezw. 650 mm inneren und äußeren Durchmesser in Bewegung gesetzt. Die Leistung war nicht besser als bei gewöhnlichem Baggern. Ein Pfeiler kam sehr aus der Richtung.

i. Reeve's pneumatischer Exkavator.

Derselbe hebt den Boden durch Luftverdünnung. Schläuche, an deren einem Ende trichterförmige Mundstücke sich befinden, münden mit dem oberen Ende in eiserne Behälter, in denen die Luft verdünnt wird, während von Tauchern die Mundstücke über dem zu hebenden Boden geführt werden.

Wahrscheinlich ist die Bodenförderung durch verschiedene andere Einrichtungen einfacher und billiger.

k. Pulsometer-Bagger von Neuhaus, Fig. 135.

2 Pulsometer *A* u. *B* sind zu gemeinschaftlicher Arbeit in der Weise zusammengestellt, daß der kleinere, *B*, sein Wasser in der Nähe der Saugeöffnung des größeren, *A*, ausspritzt. Das Druckrohr des Pulsometers *B* umgibt zu diesem Zweck das Saugerohr des Pulsometers *A* oder geht neben demselben nach unten. Das Druckwasser treibt unten beim Austritt den Rührapparat, welcher durch Zacken den Boden lockert. Letztere Einrichtung erscheint zweckmäßig, weil bei derselben ein Zerstören des Rührapparates, wenn er auf Steine oder Hölzer trifft, nicht zu fürchten ist.

Fig. 135.

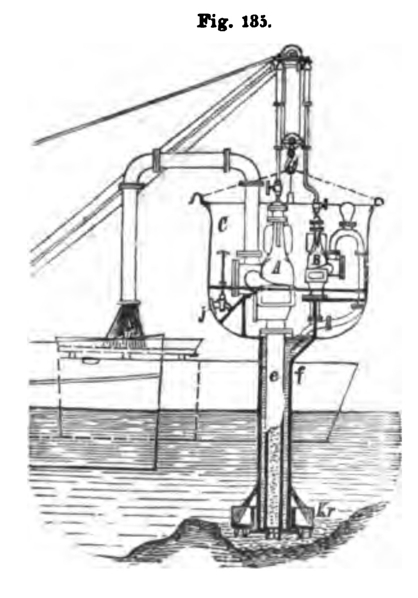


Fig. 136.

Das Saugerohr des kleineren Pulsometers teilt sich in 2 Zweige, von denen der eine *g*, Fig. 136, über den Rand des ganzen Bagger-Apparates führt und für gewöhnlich in Tätigkeit ist, während der andere in dem Baggergefäß *C* endet und den Zweck hat, den Wasserspiegel in demselben zu senken und den ganzen Apparat, der selbständig schwimmend zu denken ist, höher aus dem Wasser zu heben. Will man den Apparat senken, so läßt man durch die Röhre *i*, Fig. 135, Wasser eintreten.

Diese Bagger sind mehrfach zum Baggern von Sand und namentlich von Schlamm angewandt, ohne Rührapparat bei Neufahrwasser. Der Boden wurde durch Druckwasser gelöst, welches 3 kleinere Pulsometer (Nr. 4, 6 u. 9 von Neuhaus zu 500, 850 und 1800 Ltr. Leistungsfähigkeit), je nach Bedarf einzeln oder zusammen arbeitend, lieferten. Die Hebung geschah durch 1 Pulsometer Nr. 11 (3300 Ltr. Wasser in 1 Min. liefernd). Näheres Zeitschr. f. Bauv. 1889, S. 261. Im Hafen von New-York hat ein Pulsometer-Bagger nach Badger's Entwurf gearbeitet, der 6 Pulsometer auf einem Prahm vereinigte. Der Saugkorb bestand aus einer trichterartigen Erweiterung des Saugerohres. Die Öffnung war unten durch einen durchlochten, an Scharnieren beweglichen Deckel geschlossen. Der Rand des Deckels und damit des Saugkorbes trug 10 lange, spitze, senkrechte Zähne, die sich in den Boden eingruben, denselben lockerten und den Saugkorb stets genügend hoch über dem Boden hielten, so daß der Pulsometer arbeiten konnte. Während des Arbeitens hatte der Zahnkranz ungefähr 2000 kg zu tragen. Das ruckweise Arbeiten des Pulsometers beförderte außerdem die Bodenlockerung. Erfolge günstig.

In kleinerem Maßstabe ausgeführt und an einem fahrbaren Krane hängend, ist der Apparat auch zum Baggern in Brunnen geeignet.

l. Vergleich der beschriebenen Bagger-Apparate.

Bei Zusammenstellung der folgenden Übersicht, nach der die Auswahl unter mehreren verwendbaren Apparaten getroffen werden könnte, ist angenommen, daß die Apparate für nur eine Ausführung zu beschaffen sind und nach Beendigung derselben wieder verkauft werden müssen. Für große Baugeschäfte, welche ihre Geräte mehrfach verwenden können, ist es selbstverständlich auch bei kleineren Arbeiten häufig vorteilhafter, in der Anschaffung teure, aber im Betriebe billigere Geräte zu benutzen.

Die Ziffern 1, 2 u. 3 in der Tab. geben an, in welchem Wertverhältnisse etwa die aufgeführten Einrichtungen zu einander stehen.

	Loser Schlamm.	Fester Schlamm und feiner Sand.	Grober Sand.	Weicher, leicht löslicher Lehm, sandiger Lehm.	Grober Kies und Gerölle.	Fester Lehm u. Ton.
Bei Gründungs-Arbeit von geringem Umfang.	1. Doppelsack-Bohrer, Sackbagger, Geert's Schlammpumpe für Handbetr. 2. Sackbagger. Sackbohrer, Schrauben-Bagger.	1. Doppelsack-Bohrer, Geert's Schlammpumpe für Handbetr. 2. Sackbagger, Schrauben-Bagger, Ind. Schaufel. 3. Sackbagger, Sackbohrer.	1. Doppelsack-Bohrer, Schrauben-Bagger. 2. Indische Schaufel, Sackbagger, Geert's Schlammpumpe für Handbetrieb. 3. Sackbagger, Sackbohrer.	1. Geert's Schlammpumpe mit Handbetr., Schrauben-Bagger. 2. Doppelsackbohrer, Ind. Schaufel, Sackbagger. 3. Sackbagger, Sackbohrer.	1. Schrauben-Bagger. 2. Ind. Schaufel.	Schrauben-Bagger.
Bei großen Arbeiten.	1. Geert's Schlammpumpe mit Dampfbetr., Sand-Kreiselpumpe, Hydraul. Exkavat., Leslie'sches Verfahren, Pneumat. Verfahren. 2. Kranbagger, Eimerbagg.	1. Geert's Schlammpumpe mit Dampfbetr., Sand-Kreiselpumpe, Hydraul. Exkavat., Leslie'sches Verfahren, Eimerbagger, Kranbagger. 2. Pneum. Verfahren, Sandpumpe.	1. Kranbagger, Eimerbagger, Sand-Kreiselpumpe, Hydraul. Exkavat., Geert's Schlammpumpe mit Dampfbetr., Leslie'sches Verfahren. 2. Sandpumpe, Pneum. Exkavator.	1. Kranbagger, Geert's Schlammpumpe mit Dampfbetr., Leslie'sches Verfahren, Eimerbagg., Sand-Kreiselpumpe. 2. Hydraul. Exkavator, Sandpump.	1. Kranbagger. 2. Eimerbagger.	Kranbagger, Eimerbagger.

E. Verrichtungen zum Wasserheben.

Es werden hier nur diejenigen Geräte usw. berücksichtigt, welche sich bei Gründungen am meisten bewährt haben.

Literatur.

Die Pumpen. Berechnung und Ausführung der für die Förderung von Flüssigkeiten gebräuchlichen Maschinen. Herausgegeben von Konrad Hartmann, Regierungsrat u. Prof., u. J. O. Knoke, Obering., Berlin 1897 Julius Springer. — Neuerungen an Pumpen: Dinglers polyt. Journ. 1882 Bd. 244 S. 173; 1883 Bd. 248 S. 1; 1884 Bd. 251 S. 473; 1886 Bd. 261 S. 317; 1887 Bd. 266 S. 237, Bd. 267 S. 540; 1895 Bd. 296 S. 121 u. 289. — Neuere, direktwirkende Dampfpumpen von Prof. Fr. Freytag: Verbund-Dampfpumpe von Lee, Howe & Cie., Moore-Dampfpumpe, Dampfpumpe von Schmidt, Odesse-Dampfpumpe von Oddie u. Hesse, desgl. der Black-Manufacturing Cie., desgl. von Belleville, desgl. von Merryweather & Sons, mittels Dampfwechsels gesteuerte von Becker, Compound-Dampfpumpe von Hall & Sons: Dingl. polyt. Journ. 1900 S. 297 u. f. — Der elektromotor. Antrieb von Kolbenpumpen von S. Hahn: Dingl. polyt. Journ. 1901 S. 777, 792. — Über die zulässige Saughöhe bei Pumpen: ebenda S. 684. — Neuerungen an Pumpen: ebenda 1898 S. 59; 1897 S. 173. — Fortschritte in der Pumpenkonstruktion: Prakt. Masch. Konstr. 1883 S. 393; 1884 S. 13; 1890 S. 195. — Desgl. Uhlands techn. Rundschau 1894 S. 279; 1895 S. 24 u. 183; 1896 S. 11. — Pumpen mit gesteuerten Ventilen von A. Riedler: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1888 S. 481. — Über Amerikanische Pumpwerke von A. Riedler: ebenda 1893 S. 605. — Amerikanische Wasser-hebe-Maschinen von A. v. Ihering: Zeitschr. d. Ver. z. Förd. d. Gew. Fleißes 1893 S. 485; 1894 S. 25. — Worthington-Dampfpumpe: Engineering 1884 II. S. 450; 1886 II. S. 181; 1888 II. S. 565; 1894 I. S 578; 1895 I. S. 691; Uhlands techn. Rundschau 1892 S. 513; Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1884 S. 951. — Worthington-Pumpe: Engineer 1889 I. S. 7; 1895 I. S. 131; Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889 S. 54, 1890 S. 827; Engineering 1892 I. S. 194; Elektrische Solenoid-Pumpe: De ingenieur 1893 Nr. 13; Deutsche Bauztg. 1893 S. 487. — Neuerungen an Injektoren von Morgenstern: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1893 S. 83 u.

294. — Doppelinjektor von Hainholser: Ebenda 1893 S. 769. — Pulsometer von Joh. Körting: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1893 S. 767. — Heberleitung in Mount Vernon: Journ. für Gasbel. u. Wasservers. 1893 S. 616. — Theorie der Zentrifugalpumpen von Bodmer: Uhland, Prakt. Masch. Konstr. 1894 S. 191. — Kreiselpumpen mit geringeren Umdrehungszahlen: Uhlands Techn. Rundschau 1894 S. 286. — Mit Kreiselpumpen erreichbare Wirkungsgrade bei großen Förderhöhen: Génie civ. 1894 Bd. 24 S. 392 — Luftdruck-Wasserheber von Svenderop: Zentralbl. d. Bauv. 1894 S. 106. — Theorie der Kreiselpumpen von Möller: Verh. d. Ver. f. Gewerbefleiß 1895 S. 211. — Die Zentrifugalpumpen und deren Konstruktion: Prakt. Masch. Konstr. 1895 S. 131; 1896 S. 67. — Mammut-Pumpe von Borsig in Berlin: Uhlands techn. Rundschau 1896 Gruppe II S. 46. — Wasserwerk mit Luftdruck-Pumpe, Bauart Pohlé: Uhlands techn. Rundsch. 1896 Gr. II S. 46. — Wasserheber mit verdichteter Luft, Bauart Durozoi: Revue ind. 1896 S. 154. — Wassersäulenpumpe von Durozoi: Revue ind. 1896 S. 41. — Handbuch der Ing. Wissenschaften. Baumaschinen. — Neuerungen an Pumpen, Zentrifugalpumpen von Gwynne & Cie., Widder von Durozoi, Vacuumpumpen, Pulsometer, Würgelpumpen: Uhlands Techn. Rundschau 1895 S. 24, 30, 183, 343; 1896 Gruppe II S. 10, 11, 46. 97, 98 u. 99. — Baileys Druckwasserpumpe Engineer 1896 I S. 184. — Pulsometer: Dinglers polyt. Journal 1895 Bd. 295 S. 1. — Theoretische und prakt. Beschränkung der Wasserhebung mit verdichteter Luft. Zusammenstellung der erzielten Wirkungsgrade: Eng. news 1897 I. S. 250.

a. Die Wasserschnecke, Fig. 137.

1. Die gewöhnliche Wasserschnecke oder Tonnenmühle. Sie nimmt ziemlich viel Raum in Anspruch, liefert aber eine gute Nutzleistung und empfiehlt sich für große offene Baugruben, bei mäßiger Hubhöhe. Für große Höhen muß die Spindel sehr stark gemacht werden, um starke Durchbiegungen zu vermeiden, und es verbraucht alsdann die Drehung der Spindel einen zu großen Teil der Betriebskraft. Die günstigste Neigung der Achse gegen die Wagrechte ist etwa 30°.

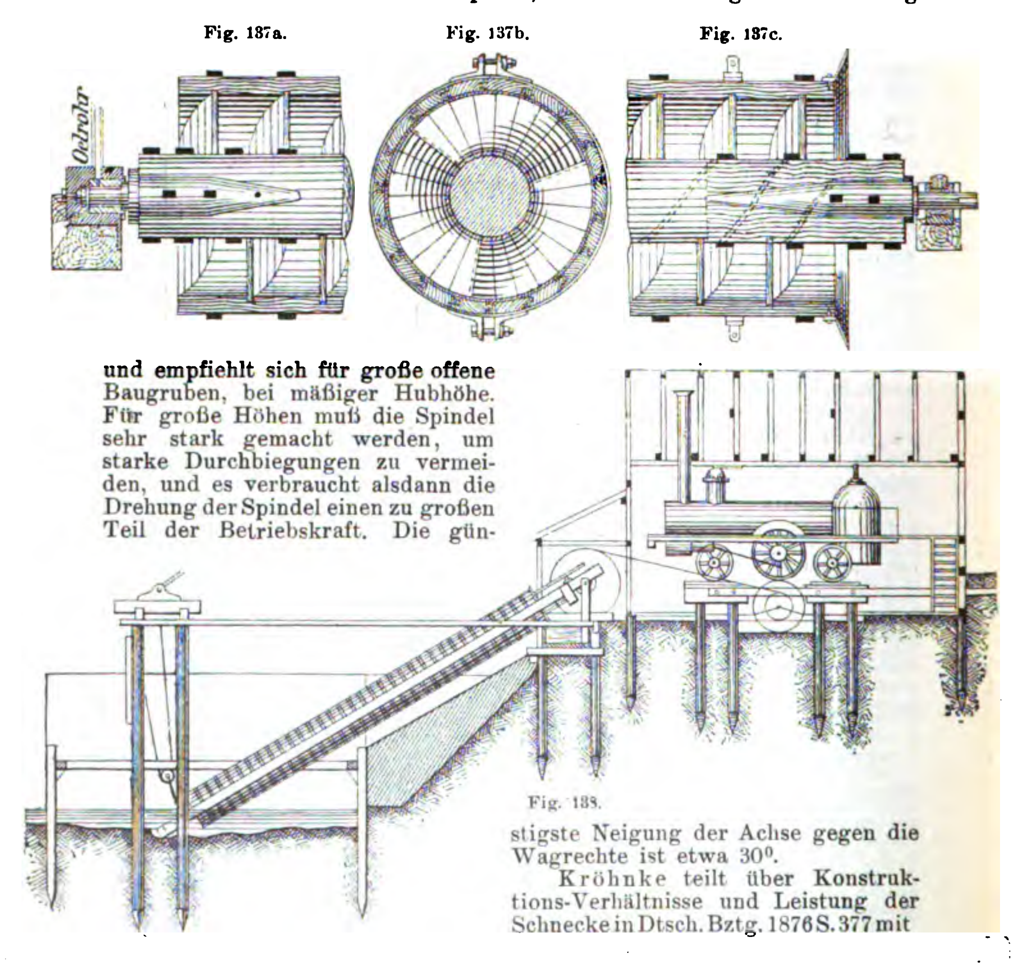


Fig. 137a. Fig. 137b. Fig. 137c.

Fig. 138.

Kröhnke teilt über Konstruktions-Verhältnisse und Leistung der Schnecke in Dtsch. Bztg. 1876 S. 377 mit

Bedeutet R den inneren Mantelhalbm., r den Spindelhalbm., Q die bei 1 Umdrehung der Schnecke geförderte Wassermenge, n die Anzahl der Umdrehungen in 1 Min., $\alpha = 45^0$ den Neigungswinkel der Schraubenfläche an der Spindel, $w = 30^0$ den zweckmäßigsten Neigungswinkel für die Aufstellung, so ist: $r = \frac{R}{3}$. Wasserschnecken von Halbm. R der inneren Mantelfläche $= 0{,}1^{\text{m}}$ bis $1{,}17^{\text{m}}$ baut man am besten viergängig; dann ist $Q = 2\,R^3$.

Die größte Umfangsgeschw. darf höchstens $2{,}25^{\text{m}}$ in 1 Sek. betragen; demnach ist: $n = \frac{21}{R}$ und die in 1 Sek. geförderte Wassermenge $= 0{,}7\,R^2$. Das Güte-Verhältnis hölzerner Wasserschnecken beträgt 0,88 bis 0,89. Zur Ermittelung der Betriebskraft rechne man der Sicherheit halber nur 0,84.

Unter Zugrundelegung dieses Güteverhältn. und $\alpha = 45^0$, $w = 30^0$, $r = \frac{R}{3}$ berechnet Kröhnke für viergängige Wasserschnecken von 0,2 bis $2{,}3^{\text{m}}$ Manteldurchm. folgende Tafel, deren Angaben er als für die Ausführung vollständig zuverlässig bezeichnet:

Durchm. der Schnecke m	Zahl der Umgänge in 1 Min.	Wassermenge in 1 Sek. cbm	Pfdkr. für 1 m Hubhöhe	Durchm. der Schnecke m	Zahl der Umgänge in 1 Min.	Wassermenge in 1 Sek. cbm	Pfdkr. für 1 m Hubhöhe
0,2	210	0.007	0,11	1,3	32	0,296	4,70
0,3	140	0.016	0,25	1,4	30	0 344	5,46
0.4	105	0.028	0,44	1,5	28	0,395	6,27
0,5	84	0,044	0,70	1.6	26	0,449	7,18
0,6	70	0.063	1,00	1.7	25	0,508	8,06
0.7	60	0,085	1,35	1.8	23	0,568	9,00
0,8	52	0,112	1,78	1,9	22	0.633	10.05
0,9	47	0,142	2,25	2,0	21	0,702	11,15
1,0	42	0,175	2,78	2.1	20	0.744	12,29
1,1	38	0,212	3.37	2,2	19	0.849	13,48
1,2	35	0,253	4,00	2.3	18	0,928	14,73

Bei sehr großen Hubhöhen, also sehr langen Spindeln, stützt man die Trommeln in der Mitte auf Rollen. Besondere Empfehlung verdienen Schnecken noch deswegen, weil Unreinigkeiten des Wassers nicht hinderlich sind, und weil die ganze Einrichtung so einfach ist, daß etwaige Ausbesserungen auf jeder Baustelle vorgenommen werden können. Bei der besonderen Bewegungsweise des Wassers in der Schnecke sind auch nicht leicht Störungen durch Frost zu befürchten.

b. Die holländische Wasserschraube, Fig. 139.

Diese Hebevorrichtung gibt bei geringer Hubhöhe gute Leistung. Eine Schraube ohne Ummantelung läuft in einer halbzylindrischen offenen Rinne mit einem Spielraum von nicht über 5^{mm}. Die Neigung der Spindel gegen die Wagrechte ist ebenfalls 30^0, der Steigungswinkel der Schraubengänge an der Spindel etwa 35^0, am Umfange gegen 70 bis 75^0 zu nehmen.

Fig. 139.

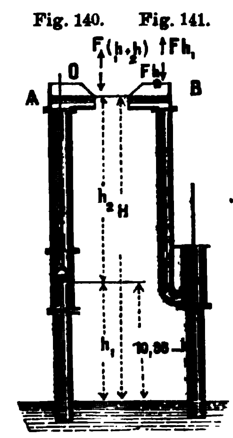
Wasserschrauben mit hölzernen Gerinnen haben sich beim Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanales sehr gut bewährt. Bei großen Hubhöhen wendete man 2 Schrauben über einander an. Die untere lieferte das Wasser in einen Behälter ab, aus welchem die obere förderte. Die Zweiteilung geschah, um zu lange Wellen zu vermeiden, die sich stark durchbiegen, also großen Spielraum zwischen Schrauben-

Umfang und Trog verlangen, und damit geringeren Nutzeffekt liefern. Letzterer wächst mit der Abnahme der Fuge zwischen Umfang und Trog. Unter der Voraussetzung gleicher Fugengröße ist der Wasserverlust durch diese Fuge proportional dem Umfange der Schraube πd also der ersten Potenz von d. Die geförderte Wassermenge aber ist proportional dem Querschnitte $\frac{\pi \cdot d^2}{4}$ der Schraube, also der zweiten Potenz von d. Daraus folgt, daß bei gleicher Fugengröße der Nutzeffekt desto größer sein wird, je größer man den Durchmesser d nimmt.

Zum Betriebe von Schnecke und Schraube kann zweckmäßig auch von der Kraft des Windes Gebrauch gemacht werden.

c. Ventil-Pumpen mit Kolben.

Fig. 140. Fig. 141.



Die Saughöhe h, wähle man, namentlich bei engen Röhren und großen Entfernungen < 8 m; die Weite der Saugeröhren, die wo möglich immer in Steigung zur Pumpe liegen müssen, ist derart zu bestimmen, daß die Geschw. $\leqq 1$ m. Gefällwechsel bewirken die Bildung von Luftsäcken, welche die Leistung der Pumpe sehr herabsetzen. Bei gashaltigem oder warmem Wasser vermindert sich die theoret. Saughöhe um die Spannkraft der Dämpfe und Gase.

Auf größere Höhen fördert man entweder mittels der Saug- und Hubpumpe, Fig. 140, oder mittels der Saug- und Druckpumpe, Fig. 141; Hubpumpen empfehlen sich, wenn die Betriebskraft in der Nähe des Oberwasserspiegels, und Druckpumpen, wenn dieselbe näher dem Unterwasserspiegel sich befindet. Die Verteilung des Widerstandes für Auf- und Niedergang des Kolbens ist aus den Figuren ersichtlich

Bezeichnet: F den Kolbenquerschnitt, l den Kolbenhub, Q die Wassermenge in 1 Sek., n die Zahl der Doppelhube (Umdrehungen) in 1 Min, v die Kolbengeschw. in 1 Sek., a einen Koeffizienten, so ist für einfach wirkende Pumpen: $Q = a\frac{Fv}{2} = a\frac{n}{60}Fl$ und $\left(v = \frac{2nl}{60}\right)$ und für doppelt wirkende Pumpen: $Q = aFv$.

a ist nach der mehr oder minder guten Ausführung der Pumpe $= 0{,}9$—$0{,}8$ zu nehmen; doch gilt dies nur für eiserne, mit Sorgfalt gebaute und betriebene Pumpen, während für hölzerne, wie sie auf Baustellen bisweilen angetroffen werden, a einen beträchtlich kleineren Wert hat. v wähle man zwischen 0,2 u. 0,5 m, und die kleineren Werte für größere Förderhöhen.

Bei größern Pumpen läßt man die Anzahl der Doppelhube meist < 30 sein, bei kleineren Dampfpumpen dagegen oft bedeutend über 100 steigen. Bei langen Saugeröhren und größerer Saughöhe empfiehlt es sich, ein Boden- oder Fußventil anzuordnen, damit das Wasser beim Stillstande der Pumpe nicht abläuft.

Zum Schutze gegen das Eintreten grober Unreinigkeiten, ist das untere Ende des Saugerohres (Saugkopf) mit einem Sieb oder Drahtnetz zu versehen.

Da kleinere Späne sowie Sand trotzdem mitgerissen werden und sich leicht in den Ventilen festsetzen, so ist auf möglichst bequeme Lage und leichte Zugänglichkeit der Ventile erhebliches Gewicht zu legen, und es sind Ausführungen, welche diesen Anforderungen nicht genügen, trotz größerer Nutzleistungen unzweckmäßig.

Für Baupumpen eignen sich am besten Gummi- und Leder-Ventile; bei großen Förderhöhen kann man indessen Metall-Ventile nicht vermeiden. Die Pumpenkolben dichtet man immer durch Hanf oder Leder, da Metall-

Liderungen bald zerfressen werden. — Bei Frostwetter muß, sobald der Betrieb aufhört, aus allen Metallröhren das Wasser abgelassen werden.

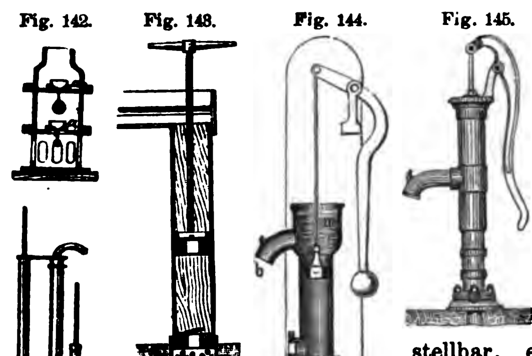


Fig. 142. Fig. 143. Fig. 144. Fig. 145.

1. Die Fowler'sche Pumpe, Fig. 142.

Als Ventilsitze dienen Kautschukringe; der Kolben ist ein mit Eisenring beschlagener Holzkörper. Da dieser nur wenig dicht geht, ist die Druckhöhe der für unreine Flüssigkeiten gut geeigneten Pumpe eine beschränkte.

2. Die Kastenpumpe, Fig. 143.

Aus Bohlen leicht herstellbar, eignet sie sich nur für geringe Wassermengen und Förderhöhen bis höchstens 5 m.

3. Die gewöhnliche Wirtschafts-Pumpe, Fig. 144.

Sie ist ebenfalls nur zum Fördern geringer Wassermengen und bei nicht großen Hubhöhen zu benutzen. Häufige Anwendung findet sie auf Röhrenbrunnen. Fig 144 und 145 zeigen 2 Formen dieser Pumpe. Damit das Wasser bei schnellem Arbeiten nicht oben überläuft, erweitert man das Pumpenrohr über der Ausfluß-Öffnung, oder verlängert es um ein Stück, schließt den Stiefel oben auch wohl durch einen Deckel ab.

In Fig. 146 ist für derartige Pumpen ein von Warren Sly konstruiertes zweckmäßiges Ventil dargestellt. Dasselbe (*A*) befindet sich mit seinem Sitze *B* in der Bohrung eines kegelförmigen Hahnkörpers *C*, der wieder in einer kegelförmigen Hülse *F* steckt, welche genau dieselben Oeffnungen hat wie der Hahnkörper. Die Hülse *F* endlich befindet sich in einem kegelförmigen Gehäuse am Saugerohre der Pumpe. Sowohl der Hahnkörper *C*, als auch die kegelförmige Hülse *F* können durch je eine Schraubenmutter angezogen werden. Der innere Kegel *C* ist in seiner Hülse *F* nicht drehbar, wohl aber diese in ihrem Sitze. Will man nun das Ventil nachsehen, ohne daß dabei das Wasser ablaufe, so dreht man *F* um 90° und schließt dadurch das Saugerohr luftdicht nach oben ab, löst darauf die Schraubenmutter, mittels welcher der innere Kegel *C* in *F* angezogen wird, und kann denselben dann herausnehmen.

Fig. 146.

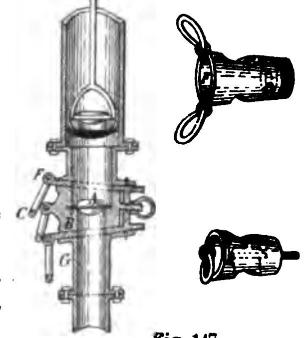


Fig. 147.

4. Die Doppelstiefel-Handpumpe, Fig. 147.

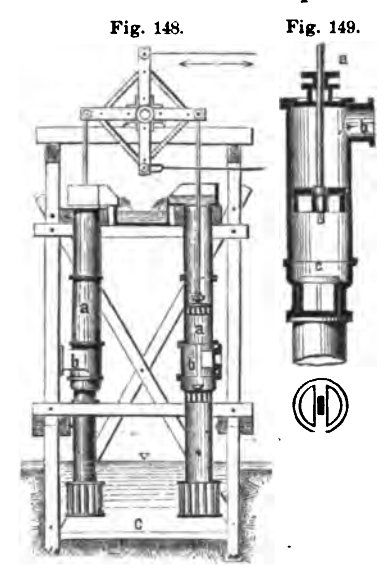
Sie erfordert je nach Hubhöhe 2 bis 10 Mann Bedienung. Als Saugerohr dient gewöhnlich ein Spiralschlauch, den man zur Schonung zweckmäßig mit Packleinwand umnäht und mit starkem Bindfaden umwickelt.

5. Die Schachtpumpe mit Kunstkreuz, Fig. 148, 149.

Dieselbe wird bei Brunnengründungen u. dgl. benutzt, wenn die Höhe, auf die das Wasser zu heben ist, mehr als 8 m beträgt. Sie hat dieselbe

Anordnung wie die unter 4 beschriebene Pumpe; nur daß das Ausflußrohr sehr hoch über dem Pumpenkolben liegt, daß also die Kolbenstange eine bedeutende Länge besitzt. Die Zylinder sind ausgebohrt, Kolben und Saugventile aus Gummi auf eisernen Gittern (Messing wird durch den Schwefelgehalt im Gummi zerstört). Die Liderungskasten *b* haben seitlich angeschraubte Deckel, so daß man Kolben und Ventile bequem nachsehen kann. Diese Pumpen treibt man meist durch Maschinen; für Handbetrieb ist ein Zahnrad-Vorgelege erforderlich. Ist der Stand der Kraftmaschine ziemlich entfernt vom Brunnen oder Schacht, so wird am besten Drahtseil-Transmission angewendet. Bei kurzen Entfernungen sind Hebel- und Stangen-Verbindungen am Platze.

Fig. 148. Fig. 149.



Anstatt den Pumpenzylinder bis zum Ausfluß am oberen Ende zu verlängern und die Kolbenstange frei in den Zylinder treten zu lassen, wählt man, namentlich bei großen Hubhöhen, auch die in Fig. 149 dargestellte Anordnung, wobei die Kolbenstange oben durch eine Stopfbüchse eintritt, unter der sich das Steigerohr *b* abzweigt.

d. Ventilpumpe ohne Kolben.

Die Diaphragmapumpe ist eine mit Recht sehr beliebt gewordene Konstruktion, die auf ähnlichem Grundsatze beruht, wie die in Fig. 125 dargestellte Schlammpumpe von Geert. Der Kolben ist bei derselben durch eine tellerförmige Gummimembrane ersetzt, welche in engbegrenzter Hubhöhe auf- und niedergehend den luftleeren Raum erzeugt. Sie erfordert wenig Kraft und besitzt infolge dessen große Leistungsfähigkeit. Da sie auch für unreines Wasser sehr brauchbar ist, kann sie als Baupumpe sehr empfohlen werden.

Fig. 151. Fig. 150.

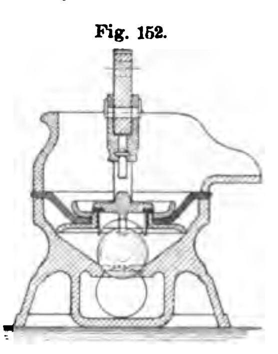


Die Firma Hammelrath & Schwenzer in Düsseldorf, welche diese Pumpen als Spezialität baut, liefert solche für Handbetrieb allein, sowie für Hand- und Maschinenbetrieb eingerichtet. Die Handpumpen sind auch zum Saugen und Heben (Saug- und Druckhöhe zusammen nicht über 10 bis 12 m) und fahrbar eingerichtet. Die beiden größten für Hand- und Maschinenbetrieb eingerichteten Saugepumpen sind doppelt-wirkend.

Fig. 150 zeigt die einfache Saugepumpe, Fig. 151 die Sauge- und Druckpumpe, beide für Handbetrieb, Fig. 152 endlich zeigt einen Querschnitt

der Pumpe mit dem aus einer Gummikugel bestehenden Saugeventil und dem unmittelbar darüber liegenden Druckventil in Tellerform. Bei Saughöhen von 4 m und mehr empfiehlt es sich, noch ein Fußventil im Saugkorbe anzubringen. 2 Mann können die Pumpe tragen. Zum Pumpen bis zu 4 m Höhe genügt 1 Mann.

Fig. 152.



Die Preise der Pumpen gehen aus folgender Tabelle hervor. Die darin angegebene Leistung bezieht sich auf eine geringe Förderhöhe von rd. 2 m. Die Pumpen für Kraftbetrieb sollen nicht mehr als 50—60 Touren machen. Die Pumpen können auch mit Göpel und Windmotor betrieben werden.

Saugpumpen für Handbetrieb.

	Einhebelige Saugpumpe für Handbetrieb			Einhebelige Saug- und Druckpumpe für Handbetrieb		Zweihebelige Saug- und Druckpumpe für Handbetrieb		Doppeltwirk. Pumpe f. Handbetrieb mit 2 Schwungrädern und Kurbeln ohne Riemscheiben	
	Nr. I	Nr. II	Nr. III	D Nr. I	D Nr. II	F Nr. I	F Nr. II	Nr. II	Nr. III
Stündliche Leistung cbm .	8	18	24	8	18	8	18	36	50
Preis der Pumpe . . . M.	120	150	190	140	175	155	190	330	430
Gummischlauch für 1 m M.	14	16	24	14	16	14	16	24 Gußeis.	24 Gußeis.
Messing-Verschraub. . . M.	16	18	26	16	18	16	18	20	20
Messing-Saugkorb . . . M.	16	20	25	—	-	—	—	25	25
Gußeisen-Saugk. m. Kugel-Vent. f. Saughöhen über 4 m . . . . M.	20	28	40	20	28	20	28	40	40
Res.-Gummi-Membrane M.	10	12	20	10	12	10	12	12	20
Starke eiserne Karre mit 2 (4) Rädern . . . . M.	40	40	40	40	40	40	40	60	70
Hanf-Druck-Schlauch für 1 m . . . . M.	—	—	—	3	8	3	3	—	—
Gummi-Druck-Schlauch für 1 m . . . . M.	—	—	-	10	10	10	10	—	—
zweiteil. Messing-Verschr. dazu . . . . M.	—	—	—	16	16	16	16	—	—

e. Kolbenpumpen ohne Ventile.

Sie sind zum Heben von schmutzigem Wasser gut geeignet.

1. Die Latrinen-Pumpe, Fig. 153.

Anstatt der Ventile besorgt ein Schieber nach Art der Dampfschieber die wechselnde Absperrung. Dieser Schieber ist mit einem Messer versehen, welches, zusammen mit einem am Schieberkasten sitzenden festen Messer, etwaige in der Schieberfläche sich befindende Klumpen zerschneidet.

2. Die Weyhe'sche Pumpe, Fig. 154, 155.

Sie hat weder Schieber noch Ventile; der lange Pumpenkolben besitzt zu beiden Seiten Ausklinkungen, welche dazu dienen, die Ein- und Austritts-Öffnungen in der Zylinderwand frei zu machen, während das Öffnen und Schließen durch eine geringe Drehung des Kolbens geschieht. Wenn die Pumpe von Hand betrieben wird, Fig. 154, erfolgt die Drehung durch eine auf die Kolbenstange gesteckte schiefe Scheibe *S*.

Beim Dampfbetrieb sind Kolbenstangen des Dampfzylinders und des Pumpen-Zylinders eins. Die Stange trägt in ihrer Mitte einen Querarm, der mit den Kurbelzapfen einer kurzen senkrecht zu ersterer liegenden Schwungradwelle derartig verbunden ist, daß das Auge des Querarmes nicht nur um den Kurbelzapfen gedreht, sondern auch in Richtung der Achse auf demselben verschoben wird. Es wird dadurch die Kolbenstange ge-

radlinig verschoben und zugleich etwas gedreht. Sie nimmt in bezug auf diese Drehung in den toten Punkten ihre mittlere Lage an, und wird aus

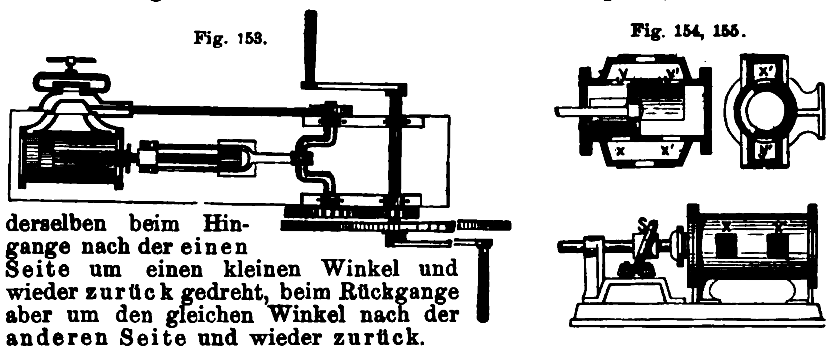


Fig. 153. Fig. 154, 155.

derselben beim Hingange nach der einen Seite um einen kleinen Winkel und wieder zurück gedreht, beim Rückgange aber um den gleichen Winkel nach der anderen Seite und wieder zurück.

Wegen weiterer derartiger Pumpen muß auf die bezügliche Literatur verwiesen werden, die eine große Anzahl Pumpen ohne Ventile enthält.

f. Zentrifugal-Pumpen.

Außer einem Klappenventil, welches, wenn die Pumpe außer Tätigkeit ist, das Saugerohr verschließt, ist kein Ventil vorhanden. Da hier nur eine drehende Bewegung erforderlich, so ist die Kraftübertragung sehr einfach. Es empfiehlt sich, die Saughöhe möglichst gering zu nehmen, noch besser, dieselbe ganz wegfallen zu lassen, d. h. das Schaufelrad unter den Unterwasser-Spiegel zu legen. Es fällt bei dieser Anordnung das oft zeitraubende „Angießen des Kreisels" weg, welches notwendig wird, wenn infolge von Undichtigkeit des Saugventiles das Wasser aus Pumpe und Saugerohr abgelaufen ist. Ist eine gewisse Saugehöhe nicht zu vermeiden, so muß zum Angießen an der höchsten Stelle des Kreisel-Gehäuses eine verschließbare Öffnung angebracht sein. Wenn die Betriebs-Maschine — Lokomobile — nicht weit vom Kreisel entfernt steht, so kann man das Füllen (auch ohne daß unten ein Ventil vorhanden ist) in sehr bequemer Weise dadurch bewirken, daß man auf das Kreisel-Gehäuse an der höchsten Stelle einen kleinen Ejektor setzt, der mit dem Kessel durch Rohr oder Schlauch verbunden ist. Hält man dann vor das Ausgußrohr der Pumpe eine gut schließende Gummiklappe, öffnet das Rohr, welches den Ejektor mit dem Gehäuse des Kreisels verbindet, und läßt gleichzeitig vom Kessel Dampf in den Ejektor strömen, so saugt dieser aus dem Kreiselgehäuse samt Saugerohr und dem zugehaltenen kurzen Ausgußrohr die Luft fort, und es wird nach einigen Umdrehungen das Wasser in dem Kreisel aufsteigen. Sobald der Ejektor Wasser wirft, läßt man den Kreisel angehen und stellt ersteren ab.

Auch die Druckhöhe der Kreiselpumpen ist beschränkt, da der Wirkungsgrad bei Druckhöhen $> 14^{m}$ sehr gering und die Umdrehungsgeschw. sehr hoch ausfällt.

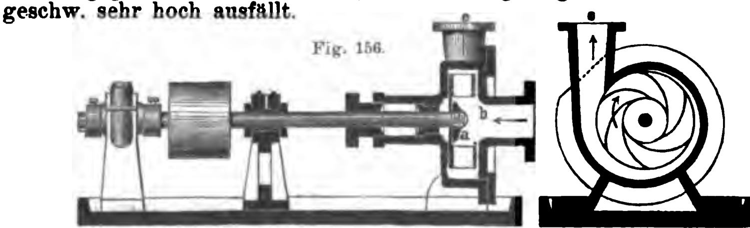


Fig. 156.

1. Zentrifugalpumpen mit liegender Achse, Fig. 156, 157.

Die Schaufeln sind entweder einseitig auf der Kreiselscheibe angebracht, und der Wasserzutritt erfolgt, dem entsprechend, ebenfalls nur

von einer Seite; oder es ist die Kreiselscheibe auf beiden Seiten mit Schaufeln versehen und entsprechend tritt das Wasser an beiden Seiten zu. Die zweiseitige Anordnung ist die gebräuchlichere. Die Deckel *b* der Kreiselgehäuse sind abnehmbar. — Kreisel mit liegender Achse stehen stets über dem Unterwasser-Spiegel, erfordern also ein Saugerohr.

Fig. 157.

Fig. 158.

2. Kreisel mit stehender Achse, Fig. 158.

Sie können leicht so eingerichtet werden, daß das Saugerohr fortfällt. Die mitgeteilte Konstruktion rührt von Schwartzkopff her. Das kurze Sangerohr würde durch einige Verlängerung der Welle und des Kreiselgehäuses entbehrlich zu machen sein. Das Schaufelrad *c* ist hier kegelförmig und hängt mit der Welle *b* oben an dem Kammzapfen *d*; die Welle wird über dem Kreisel noch in einer Stopfbüchse geführt. Das durch Saugen gehobene oder unmittelbar aufgenommene Wasser wird vor dem Kreisel zwischen den doppelten Wänden *f* u. *e* hindurch zu dem Ausflußrohr *i* gedrückt, welches eine Absperrklappe besitzt, die, falls die untere Klappe undicht ist, den Rücklauf verhindert.

Der Wirkungsgrad der Kreiselpumpen ist 0,60 bis 0,65. Sie eignen sich gut bei Wasser, das durch Sand oder Schlamm verunreinigt ist.

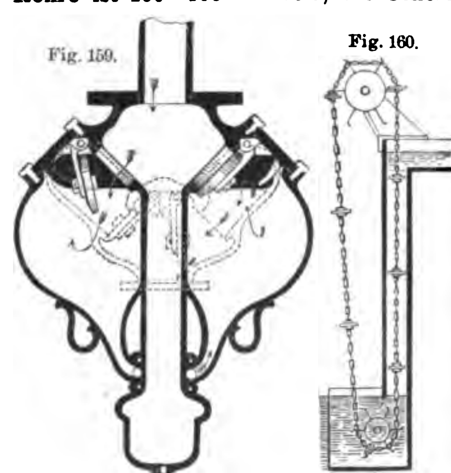
g. Pulsometer.

Sie erfordern sehr wenig Raum, sind schnell aufzustellen, fördern hoch und sind daher gut verwendbar in engen Brunnen usw., haben indes bei Gründungen erst wenig Anwendung gefunden, wahrscheinlich wegen des bedeutenden Dampfverlustes, welcher durch das Erwärmen des Wassers entsteht. Indes gerade bei Bauausführungen, wo die Pumpen häufig nur ganz kurze Zeit in Tätigkeit zu sein brauchen, würde dieser Übelstand bei den sonstigen Vorzügen der Pulsometer am leichtesten zu verschmerzen sein.

Das Saugen und Drücken des Wassers erfolgt ohne alle Zwischenteile nur durch Dampf-Einwirkung, das Saugen durch Verdichten des Dampfes mittels Wasser-Einspritzung in die eine Kammer, und gleichzeitig das Fortdrücken des Wassers aus der anderen Kammer durch den Dampfdruck auf die Wasserfläche. Die Einrichtungen, welche das Einspritzen des Wassers zur Verdichtung, und damit gleichzeitig das Umsteuern bewirken, sind sehr wechselnd und sinnreich ausgeführt worden. Fig. 159 gibt nur eine von den wechselnden Konstruktionsweisen an.

h. Kettenpumpe oder Scheibenkunst, Fig. 160.

Sie ist eine der älteren Pumpeinrichtungen, und findet bei geringen Förderhöhen (bis etwa 5 m) auch heute noch bisweilen Anwendung. Die Röhre ist 100—150 mm weit; die Scheiben an der Kette, welche 0,5—1 m auseinanderstehen, gehen darin mit etwa 3 mm Spielraum. Bei größerer Hubhöhe muß die Geschw. sehr bedeutend gesteigert werden, wenn man große Verluste durch das Zurücklaufen des Wassers im Rohr vermeiden will.


Fig. 159. Fig. 160.

i. Wasserstrahl-Pumpe.

Nur in wenigen Fällen wird bei Bauten Gelegenheit gegeben sein, von dieser Pumpe Gebrauch zu machen.

Bei einer großen Ausbesserung der Hauptschleuse in Neiße, wo ein Strahl-Apparat verwendet wurde, betrug das nutzbare Gefälle durchschnittlich 2,47 m und das Saugerohr war 14 cm weit, etwa 8,5 m lang, bei einer Gesamtsteigung von 2,5 m von der Sohle der Baugrube bis zur Rohrausmündung. Die durchschn. gehobene Wassermenge betrug 2,97 cbm in 1 Min. Diese Leistung war wesentlich von der Stellung der Klappe an der Mündung des Saugerohres abhängig und verminderte sich bedeutend, wenn dieselbe mehr oder weniger als 64 mm geöffnet war. Der Apparat, welcher mit Saugerohr 1500 M., und mit vollständiger Aufstellung (Gerinne, Zimmerarbeiten usw.) 1650 M. kostete, arbeitete 2 Monate ununterbrochen, ohne irgend welche Ausgaben, während eine in derselben Baugrube aufgestellte Kreiselpumpe mit Lokomobilbetrieb, die 2,79 cbm in 1 Minute lieferte, täglich 22,5 M. usw. Betriebskosten erforderte.

k. Elektrische Pumpe.

Van Doepele erzielt mittels einer Verbindung von Solenoïden, durch welche verschiedene Ströme umlaufen, eine hin- und hergehende Bewegung eines eisernen Kernes. Dieser kann selbst unmittelbar die Kolbenstange einer Pumpe bilden, sodaß ohne irgend welche Zwischenkonstruktion der Kolben hin und her bewegt wird. Die Geschwindigkeit der Bewegung ist von dem Elektromotor abhängig, welcher zu diesem Zwecke besonders (mit rotierenden Bürsten) konstruiert werden muß. Wenn auch der Nutzeffekt bei diesen Maschinen nicht besonders hoch ist, so ist die Handhabung eine desto bequemere, was bei Gründungsarbeiten häufig mehr ins Gewicht fällt.

Eine solche Solenoïd-Pumpe, welche aus einem geschlossenen eisernen Zylinder besteht, kann zur Not auch unter Wasser liegen. Sie wiegt bei einer Leistung von 227 Liter Wasser in 1 Minute auf 35 m Hubhöhe nur 365 kg, kann also jedenfalls viel leichter aufgestellt werden, als irgend eine andere Pumpe. Die Zuleitung der Kraft ist die denkbar bequemste.

l. Preßluftpumpen.

Diese Pumpen, bei denen das Wasser wie bei dem Jandin'schen Bagger (s. Fig. 131 S. 66) durch Zuführung von Preßluft unmittelbar gehoben und ausgeworfen wird, nehmen sehr wenig Raum in Anspruch. Sie eignen sich daher besonders zur Förderung von Wasser aus engen Rohrbrunnen bei Tiefen, die das Saugevermögen anderer Pumpen übersteigen. Die Konstruktion ist die denkbar einfachste.

Die Pumpen können folgende Mengen liefern:

Weite des Rohrbrunnens:	Leistung in 1 Minute:
15 cm	270— 900 l
20 „	540—3000 „
25 „	1100—4000 „
30 „	2200—5400 „

Über den Kraftverbrauch fehlen Angaben, derselbe wird aber größer sein, als bei anderen guten Pumpen.

Geliefert werden solche von der Firma: Deseniss & Jacobi Akt.-Ges.-Hamburg und A. Borsig-Berlin von letzterer Firma unter dem Namen Mammutpumpen.

Pumpen der verschiedensten Art werden unter anderen von folgenden Firmen geliefert: Masch.-Fabrik, Humboldt, Kalk bei Köln; Gritzner Akt.-Ges., Durlach (Baden); Weise & Monski, Halle a. S.; Brodnitz & Seydel, Berlin; vorm. Nagel & Kämp, Hamburg; Menck & Hambrock, Altona; G. Luther, Akt.-Ges., Braunschweig; Bopp & Reuther, Mannheim; Max Brandenburg, Berlin; ferner von F. J. Stumpf, Breslau; Gebr. Körting, Hannover; Deseniss & Jacobi, Hamburg-Borgfelde; Klein, Schanzlin & Becker, Frankenthal (Pfalz); Wwe. Joh. Schuhmacher, Köln.

F. Maschinen und Vorrichtungen zur Herstellung von Mörtel, Beton und Mauerwerk.

Literatur.

Mischtrommel beim Bau der Theißbrücke bei Szegedin: Zeitschr. f. Bauw. 1861 S. 664. — Betontrommel beim Bau des Nordsee-Kanales bei Amsterdam: Deutsche Bauztg. 1870 S. 278; Zeitschr. f. Bauw. 1872 S. 407. — Betonmischmaschine von Reitheimer: Scientific Americ. 1873 Febr. S. 99. — Mischtrog f. Mörtelbereitung: Zeitschr. f. Bauw. 1876 S. 43. — Kollergänge zur Mörtelmischung: Engineering 1876 S. 79; Joon 1879 S. 328. — Mischtrommel bei d. Hellingsbauten in Kiel: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1876 S. 59. — Mörtelmasch. beim Bau d. Ruhrbr. bei Düssern: ebenda 1877 S. 592. — Steinbrecher zur Herstellung von Schotter: Deutsche Bauztg. 1879; Maschinenbauer 1876; Dinglers polyt. Journ. 1881 S. 147; Stahl und Eisen 1883 S. 372; Engineer 1887 Nov. S. 431; Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1888 S. 491. — Eine französische Mörtelmaschine findet sich abgebildet und beschrieben im Génie civil 1887 Juli S. 174. Auch Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1888 S. 287. — Anlage zur Bereitung von Kalk- und Traß-Mörtel: Uhlands praktischer Masch.-Konstr. 1892 XXV, S. 169. — Betonbereitungs-Masch. von Coster Ricker & Cie.: Ann. industr. 1890 II, S. 474. — Über Mörtelbereitung im Kollergang: Zentrlbl. d. Bauv. 1892 S. 287; 1893 S. 76. — Mörtel- u. Beton-Misch-Masch. von Öhler & Cie. in Wildegg: Prakt. Masch.-Konstr. Techn. Rundsch. 1893 S. 289. — Beton-Mischmasch. der Zementfabrik Ehingen: Deutsche Bauztg. 1894 S. 494. — Mischtrommel zur Bereitung von Zementmörtel u. Beton: Zeitschr. f. Bauw. 1894 S. 547. — Mörtel-Mischmaschine von Meyer-Bochum: Baugewerksztg. 1894 S. 284. — Mischtrommel zur Herstellung von Zementbeton: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1895 S. 1586. — Betonmischung beim Kaiser Wilhelms-Kanalbau: Zeitschr. f. Bauw. 1897 S. 436. — Beton-Mischtrommel von Taylor: Engineering Juli S. 127. — Eine größere Anzahl neuer Mörtel- und Beton-Mischmasch. des In- u. u. Auslandes findet man: Eng. news 1899 II, S. 424; ebenda 1900 II, S. 112, 162; ebenda 1901 I, S. 149. Zement und Beton Februar 1903 S. 22; ebenda Juli 1903 S. 97; ebenda September 1903 S. 142; ebenda Januar 1904 S. 9. — Beton-Mischer mit selbsttätiger Meßvorrichtung: Eng. news 1903 Bd. 51 S. 527. — Betonmischer (Fallwerk) von Hains & Weawer: Eng. news 1899 Bd. 42 S. 424. — Der Portland-Zement und seine Anwendungen im Bauwesen. 3. Aufl. Berlin 1905. Kapitel X. Betonbereitung und Verarbeitung. Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbauten. Beilage zur Deutschen Bauzeitung. Jahrg. 1905 Nr. 15, 16, 18. Betonbereitung mit Maschinen. — Einrichtung zum Beton-Versenken, Klappkasten beim Bau d. Linkstraßenbrücke in Berlin: Zeitschr. f. Bauw. 1870 S. 303. — Beton-Kasten u. -Wagen vom Bau der Koblenzer Rheinbr.: ebenda 1881 S. 97. — Pneumatischer Betontrichter von Zschokke: Tijdschr. van het koninkl. Inst. van Ing. 1881—1882. — Betonkasten von der Weichselbr. bei Graudenz Zeitschr. f. Bauw. 1882 S. 251. — Sackbetonierung: Wochenschr. f. Arch. u. Ing. 1880 S. 152; 1881 S. 17; Ann. des ponts et chauss. 1883 I, S. 19; Zentrlbl. d. Bauv. 1888 S. 196; Les ann. des trav. publ. 1887 S. 1879; Nouv. ann. de la constr. 1887 Dec. 4e ser. S. 187; Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1885 S. 157; Min. of proceed. Nov. 1886 S. 92; Revista de obras publ. 2 Dec. 1897; Ann. des ponts et chauss. 1898 I, S. 447 und 449. — Betontrichter von Jandin: Zentrlbl. d. Bauv. 1887 S. 195; les ann. des trav. publ. 1886 S. 1587 u. 1608; Génie civ. 1886 Nr. 14 S. 219; Ann. des ponts et chauss. 1895 Avr. S. 776. — Sich von selbst öffnender Betonkasten: Zeitschr. f. Bauw. 1890 S. 853; Eng. news 1894 S. 849. — Trichterbetonierung: Deutsche Bauztg. 1895 S. 287. — Kasten zum Beton-Versenken: Engen. rec. 1898 Apr. S. 454; Juli S. 116; Eng. news 1899 II, S. 405; Eng. rec. 1899 Bd. 40 S. 621. — Trichterversenkung bei der Kanalisierung der Oder mit Fig.: Zeitschr f. Bauw. 1896 S. 489. — Trichterversenkung bei den Schleusenanlagen zu Nußdorf von

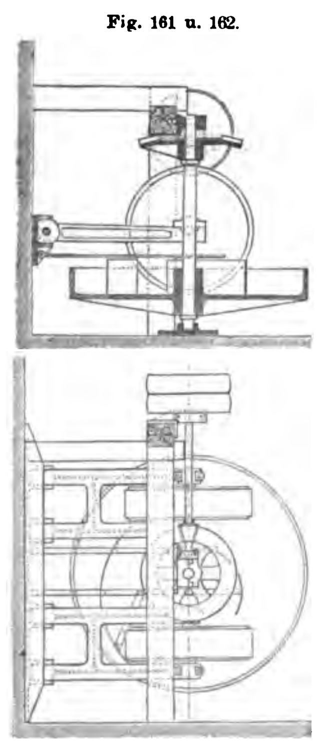
R. Grohmann, Berechnung der Bewegungs-Vorrichtung f. d. Trichter: Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1902 S. 513, 537, 561 u. 614; desgl. Génie civil 1903 Bd. 42 S. 148. — Ein von H. Edwards in Boston gebauter, selbsttätiger Kipp-Prahm zum Verstürzen großer Steine von sehr einfacher Konstruktion ist im Zentralbl. d. Bauverw. 1888 S. 187 abgebildet und beschrieben. — Wagen zum Transport von Betonblöcken, Apparat zum Verstürzen von Blöcken: Wochenbl. für Arch. u. Ing. 1883 S. 454. — Vorrichtungen zum Anfertigen, Fortschaffen und Versetzen von Betonblöcken: Encyclopädie des travaux publics, Travaux maritimes, phénoménes marins-accès des ports par F. Laroche, Paris, Baudry & Cie., Annales des ponts et chauss. 1890 S. 289. — Vorrichtung zum Wasser-Transport u. Verstürzen großer Blöcke: Ann. des trav. publ. 1882 S. 554. — Schwimmendes Betonversenkungs-Gerüst von dem Schleusenbau bei Brunsbüttel (Kaiser Wilhelm-Kanal): Engineering Juli S. 72. — Schwimmendes Betonierungs-Gerüst von den Erweiterungsbauten in Bremerhaven: Zeitschr. f. Arch. u. Ingenieurwesen 1902 S. 271. — Kinipple's Verfahren: Zentrlbl. d. Bauv. 1888 S. 196; Les ann. des trav. publ. 1879 u. 1887 u. Nouv. ann. de la constr. 1887 Dec. S. 187. — Trichterbetonierung bei der Schleuse bei Nußdorf: Zeitschr. d. öst. Ing. u. Arch. Ver. 1903; Génie civ. 1903 S. 173.

a. Zerkleinerungs-Maschinen für Rohmaterialien.

1. Kollergang oder Rollmühle.

Dient zum Mahlen des in Stücken auf die Baustelle gelieferten Tuffsteines und wird — für diesen besonderen Zweck angewendet — als „Traßmühle“ bezeichnet.

Fig. 161 u. 162.



2 schwere Walzen, Läufer genannt, von Gußeisen, sitzen drehbar auf liegenden Achsen, deren Lager in Armen angebracht sind, welche um feste Punkte schwingen. Die Läufer stehen in einem Teller (Trog), der auf einer senkrechten Welle festgekeilt ist, welche in Drehung gesetzt wird. Dabei nehmen, vermöge der Reibung, auch die Läufer eine Drehbewegung an. Die einzuwerfenden Stücke müssen zunächst in einem Brechwerk oder durch Hämmer einigermaßen zerkleinert werden, damit die Läufer nicht zu große Bewegungs-Widerstände erfahren oder zu hoch gehoben werden. Der dieser Beschreibung entsprechende Apparat ist in den Fig. 161, 162 dargestellt.

Es kommen übrigens Abweichungen vor, indem die Lager der Läufer in einer Hülse liegen, welche auf der senkrechten Welle befestigt ist, und zwar so, daß sie mit dieser gedreht werden, aber auch kleine Bewegungen der Höhe nach ausführen können. Der Teller steht dann fest und die Läufer haben ungleichen Abstand von der senkrechten Welle.

Auf 1 Kollergang können in 1 Std. etwa 10 hl Traßmehl der üblichen Feinheit — (bei der auf dem Siebe von 500 Maschen auf 1 qcm 40—50 % Rückstand verbleiben) erzeugt werden. Der Rückstand ist wiederholt auf den Kollergang zu bringen.

2. Zum Mahlen von Traß haben sich beim Kaiser Wilhelm-Kanal die Kugelmühlen (System Jenisch) sehr bewährt. Fig. 163 a u. b. Eine solche besteht aus einer um ihre Achse drehbaren Trommel, welche eine Anzahl Stahlkugeln verschiedener Größe enthalten. Die Zuführung des Mahlgutes erfolgt ununterbrochen durch einen seitlichen Trichter und ist so eingerichtet, daß bei den größeren Mühlen eine Karre auf einmal eingeschüttet werden kann, ohne daß Verstopfung eintritt. Größe der Stücke bis doppelte Faustgröße. Das fertige Mehl wird ohne Verstäubung in

Säcke oder Fässer abgeliefert. Das gemahlene Gut geht zunächst durch die rd. 10 mm großen Löcher der inneren gepanzerten (sog. Auflaufplatten) Platten a Fig. 163 b, dann durch die Schutzsiebe und endlich durch die äußeren Siebe. Alles Material, das noch nicht fein genug ist, fällt während des Betriebes durch die aus der Erhebung der Auflaufplatten gebildeten Öffnungen in die Trommel zurück und wird weiter vermahlen. Der ganze Apparat befindet sich in einem dichten, die Verstäubung verhindernden, eisernen Gehäuse.

Solche Mühlen werden unter anderen von der Fabrik von Herm. Löhner in Bromberg. vom Gruson-Werk der Firma Krupp in Magdeburg-Buckau gebaut, deren Preisbücher nähere Auskunft geben.

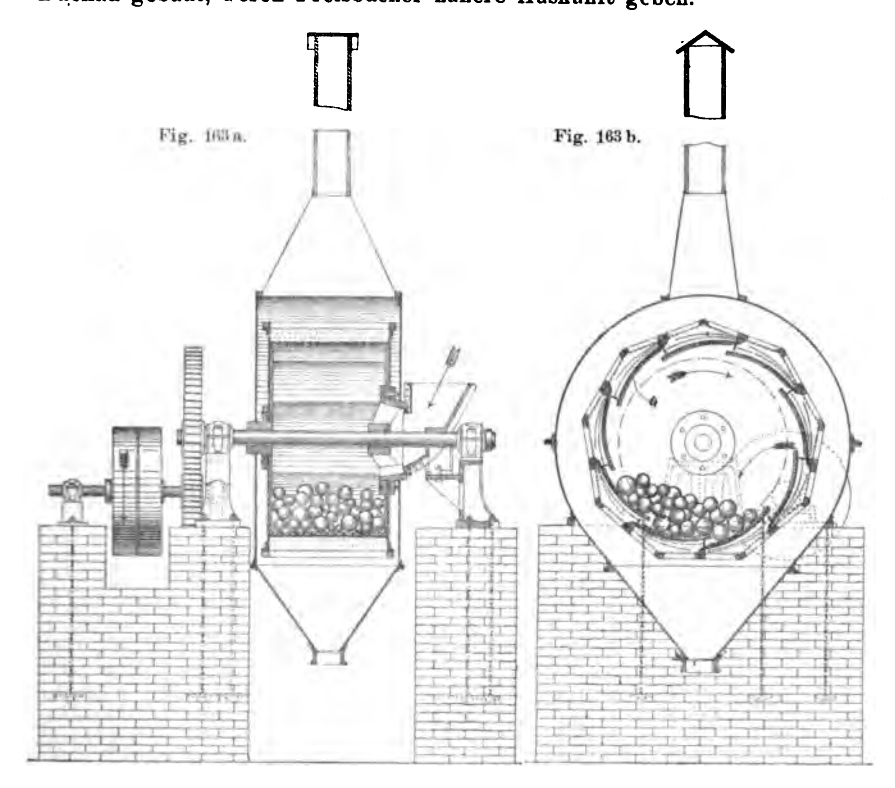


Fig. 163 a. Fig. 163 b.

Während bei der dargestellten Kugelmühle die sogen. Auflaufplatten krumme Flächen darstellen, sind diese Flächen bei den Mühlen von Davidsen in Paris eben. Die Auflaufflächen sind aber ebenfalls so eingerichtet, daß die Kugeln von der einen auf die nächste hinabfallen.

Die dadurch verursachten Stöße sollen den mit den Mühlen verbundenen teils sehr feinen Sieben schädlich sein. Es haben daher verschiedene andere Konstrukteure (Robertson; Alsing, Fairbanks & Breinig) die Siebe fortgelassen und durch einen die Mahltrommel durchströmenden Luftstrom das genügend feine Mehl abzusaugen versucht. Auch die Mühle von Bittinger & Hermann beruht auf demselben Gedanken, der Trennung durch den Gewichtsunterschied ohne Sieb.

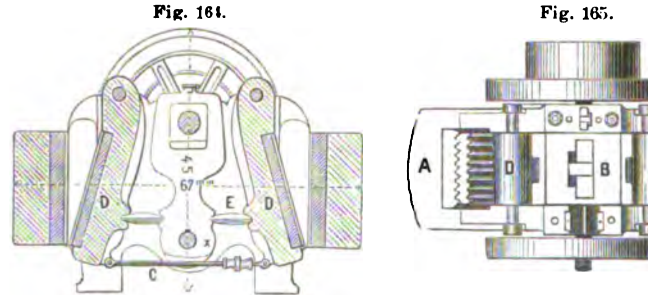
Eine Kugelmühle von Davidsen endlich, welche jetzt vielfach angewendet wird, geht von dem Gedanken aus, daß, wenn man die Masse

zuerst vermahlt, entsprechend der Feinheit der Siebe Nr. 20 bis 30, es ausreicht, dieselbe einen genügend langen Weg zwischen Kugeln durchlaufen zu lassen, um den Stoff zu Pulver zu zermahlen. Es findet also eine Doppelmahlung statt, zuerst mit gewöhnlichen Mühlen und gröberen, widerstandsfähigeren Sieben Nr. 20 bis 30 und darauf in einem langen Hohlzylinder, Daub genannt, der zur Hälfte mit Kugeln gefüllt ist. Die zu mahlende Masse wird auf dem einen Ende eingeführt und tritt aus dem anderen wieder aus. Die Fortbewegung der Masse ist die Folge der verschiedenen Höhenlage der Eintritts- und der Austrittsöffnung, und die Feinheit wird bestimmt durch die Menge der zugeführten Masse. Je mehr man zuführt, desto schneller durchläuft das Material die Trommel und desto weniger fein wird das Mehl. (Vgl. La revue technique 1902 S. 275.)

Die Tuffsteine können im Freien lagern. Ist der Tuff ganz trocken, so wird die Leistung voraussichtlich aber günstiger.

3. Quetsch- und Brechwerke zur Herstellung von Schotter haben bei dem Schleusenbau zu Holtenau (Kaiser Wilhelm-Kanal) Verwendung ge-

Fig. 164. Fig. 165.



funden. Sie haben nach Angabe der Unternehmer teurer gearbeitet, als Handbetrieb. Es kam dies aber daher, daß vonseiten der Bauverwaltung das Aussieben des Schotters verlangt wurde, was beim Handbetrieb fortfällt. Der scharfe Grus ist für die Festigkeit des Betons und den Mörtelbedarf aber nur günstig. Wo also die Steine rein genug sind, sollte man ihn zwischen dem Schotter lassen; dann arbeiten Quetschwerke vorteilhaft.

Die gangbarsten Formen dieser Maschinen waren früher diejenigen von Blake und Marsden. Bei letzterer ist die Verzahnung der Brechbacken in der Weise geschehen, daß dieselbe in der oberen Hälfte geradlinige Furchen mit dazwischenliegenden scharfkantigen Erhöhungen bildet, während in der unteren Hälfte versetzte Zahnreihen vorhanden sind. Hierdurch wird angestrebt, wenn schon nicht bei allen Steinarten erreicht, daß die Steine zuerst in längliche, annähernd parallelepipedische Stücke gebrochen werden, worauf die untere (versetzte) Verzahnung sie quer in Würfel bricht. Das Blake'sche Quetschwerk ist in den Fig. 164, 165 dargestellt.

Nach ähnlichem Prinzip werden jetzt Steinbrecher von einer ganzen Reihe deutscher Firmen gebaut. Fr. Krupp-Grusonwerk in Magdeburg-Buckau baut solche für Hand- und Maschinenbetrieb, letztere mit einer oberen Maulbreite von 120—400 ^{mm} und einem Kraftbedarf von 1,5—16 PS. Die Maschinenfabrik Luther in Braunschweig baut Steinbrecher gleicher Maulweite mit 1—12 PS Kraftverbrauch und für Hartgestein — Granit, Basalt — besonders starke Maschinen von 9—25 PS Kraftaufwand und 4—10 ^{cbm} Leistung in 1 Stunde.

Im allgemeinen rechnet man für 1 Pfdkr. und 1 Stde. je nach Härte und Struktur des Gesteins 0,25—1,0 ^{cbm} Schotter-Material.

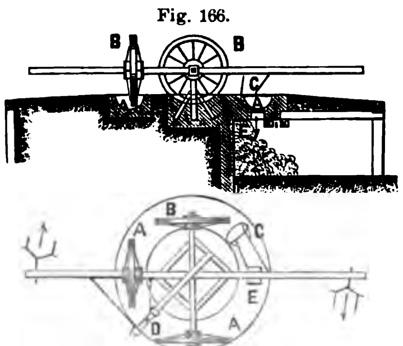
b. Misch-Maschinen für Mörtel.

1. Trogwerke.

Ein Pfahl von einigen Metern Länge, oder auch ein entsprechender Mauerkörper, trägt einen eisernen Stehzapfen, auf welchem mittels guß-

eiserner Pfanne ein Göpelbaum liegt, der an jedem Ende einen Ring mit Haken zum Anspannen eines Pferdes trägt. Der ringförmige Mischraum wird aus Brettern oder Mauerwerk hergestellt. In demselben laufen entweder eiserne Rechen allein, deren hölzerne Stiele mit Haken und Ösen an dem Göpelbaume in der Weise befestigt sind, daß jeder der beiden Arme des letzteren die Hälfte der Rechen mit sich zieht; oder es sind neben den Rechen an einem Rahmen noch 2 oder 3 einfache Wagenräder drehbar angebracht, Fig. 166. Die Öffnung zum Abfluß des Mörtels liegt am besten im Boden des Mischtroges.

Fig. 166.



In einem Apparat dieser Art, nur mit Rechen versehen, von 1,57 m Breite und 1,5 m inneren Halbm., kann man den Mörtel für 80—100 Maurer, also etwa 50 cbm, täglich mischen. Zum Betriebe genügt 1 Pferd, wenn der Mörtel aus Zement und Sand, oder aus nicht zu alt gelöschtem, zäh gewordenem Kalk besteht.

Der Preis einer einfachen Rechen-Einrichtung mit Mischtrog aus Bohlen stellt sich auf etwa 300 M. Die Kosten für 1 cbm Mörtel stellen sich auf 1,2 M., einschließlich Tilgung des Anlagekapitals und Zinsen, sowie der Bedienung durch 16 Arb., 1 Schachtmeister und 1 Pferd.

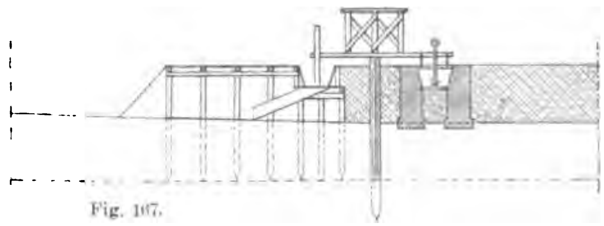
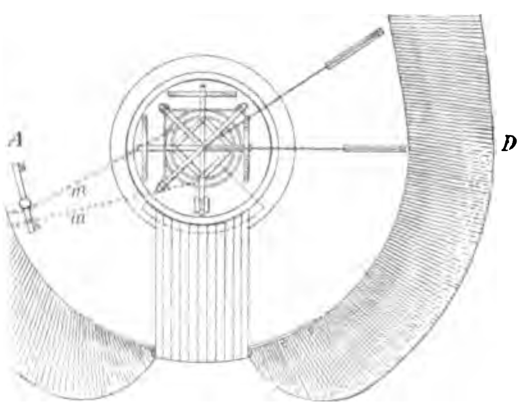


Fig. 167.



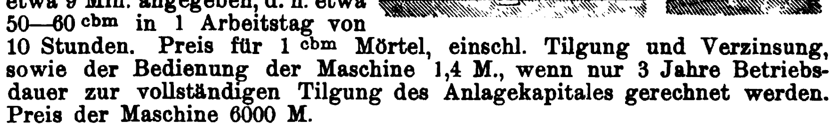
Bei Verarbeitung von alt gelöschtem zähen Kalk genügt der Rechen allein nicht, sondern es muß der blos streifenden Wirkung desselben eine quetschende hinzutreten, die, wie bei den Kollergängen, durch Räder erzielt wird. Einen durch Lokomobile betriebenen Apparat dieser Art, wie er bei der Ruhr-Brücke bei Düssern gebraucht wurde, zeigt die Fig. 167. Es sind an 3 Armen des einen Kreuzes Räder angeordnet, am 4. Arm wird eine Platte von der Form des Mischtrog-Querschnittes derart befestigt, daß sie, wenn man den fertigen Mörtel zu der im Boden befindlichen Abflußöffnung schieben will, den Trog-Querschnitt ausfüllt. *m*, *m* ist ein Triebseil, welches zu der auf dem Gerüst gelagerten Betriebs-Scheibe führt. Die Mörtel-Materialien werden durch Karren herbeigeschafft; der

Wasserzufluß kann auch von der Maschine aus selbsttätig regulierbar eingerichtet werden.

Stückiger Kalk wird um so sicherer zerquetscht, je breiter die Räder sind. Der Preis für 1 cbm Mörtel stellte sich in Düssern auf 0,95 M. Die Leistung bei Betrieb mit 2 Pferden täglich ist etwa 20 cbm.

2. Kollergänge, Fig. 168. Die Ausführung ist leichter, im übrigen aber gleichartig der auf S. 80 beschriebenen für Tuffstein-Vermahlung. Als Leistung einer derartigen Maschine, die von einer 6pferd. Dampfmaschine getrieben, 20 Umdrehungen in 1 Min. machte, wird die gute Mischung von 1 cbm Mörtel in etwa 9 Min. angegeben, d. h. etwa 50—60 cbm in 1 Arbeitstag von 10 Stunden. Preis für 1 cbm Mörtel, einschl. Tilgung und Verzinsung, sowie der Bedienung der Maschine 1,4 M., wenn nur 3 Jahre Betriebsdauer zur vollständigen Tilgung des Anlagekapitales gerechnet werden. Preis der Maschine 6000 M.

Fig. 168.



Mörtelmaschinen, wie hier beschrieben, sind hauptsächlich in England gebräuchlich.

Beim Kaiser Wilhelm-Kanal hat man den Versuch gemacht, auf demselben Kollergange den etwas vorgebrochenen Tuffstein zu mahlen und gleichzeitig mit Kalk und Sand zu Mörtel zu mischen, ein Verfahren, das bei den großen Dock- und Schleusenbauten der Marine neuerdings ausschließlich angewendet wurde. Der Traß wird dabei allerdings nicht so fein, als wenn er gesondert auf Kugelmühlen gemahlen wird.

Dagegen haben sich die Kollergänge (sowohl mit festem Teller und laufenden Walzen, als auch solche mit sich drehendem Teller und Walzen mit unbeweglicher Achse) zum ausschließlichen Mischen des Mörtels weiter bewährt. Vergleichende Versuche mit Mörtel aus Kollergängen und anderen Mischmaschinen haben für ersteren eine größere Festigkeit ergeben. (Zentralbl. d. Bauv. 1892, S. 237; 1893, S. 76.)

In der ersteren Veröffentlichung wird hervorgehoben, daß im Kollergang gemischter, reiner Zementmörtel (1 : 3) von den Maurern seiner viel größeren Geschmeidigkeit wegen für Zement-Kalkmörtel gehalten und viel lieber verarbeitet wurde, sowie daß sich ein im Kollergang gemischter Mörtel aus 1 T. Zement, $^1/_2$ T. Fettkalk und 4 T. Sand bei den Proben noch ebenso fest erwies, als ein von Hand gemischter Mörtel aus 1 T. Zement und 3 T. Sand. Die zweite Mitteilung bringt Versuche mit Mörtel, welcher auf dem Kollergange hergestellt wurde, der der Firma Böklen in Lauffen a. N. patentiert wurde und der sich dadurch auszeichnet, daß der Mörtel einem Druck unter gleichzeitiger seitlicher Verschiebung unterworfen wird. Proben aus 1 T. Zement und 3 T. Normalsand mit nur zehn Schlägen in die Formen gepreßt ergaben nach 1 Monat folgende Zugfestigkeiten:

	a. mit der Schaufel gemischt:	b. im Kollergange gemischt:
Lufttrocken	27,15 kg/qcm	47,20 kg/qcm
Wassersatt	17,35 „	44,13 „
An der Luft gefroren .	19,55 „	39,85 „
Unter Wasser gefroren	18,00 „	31,25 „

Je länger die Mahlung des Mörtels dauert (gewöhnlich 5—10 Min.) und je schwerer die Walzen, desto fester der Mörtel.

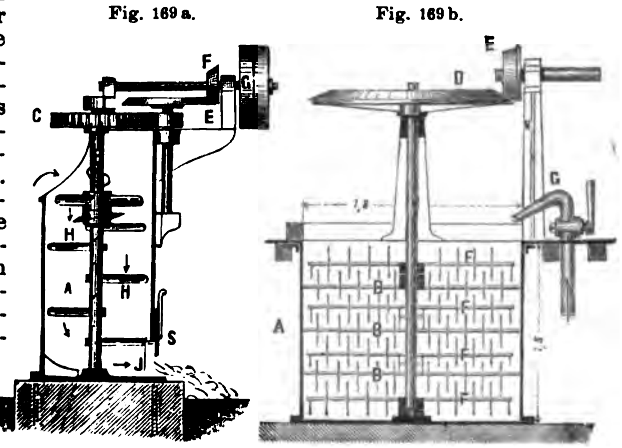
Außer der oben angegebenen Firma liefern Kollergänge auch noch: Masch.-Bauanstalt Humboldt in Kalk bei Köln; Eisenwerk vorm. Nagel &

Kämp in Hamburg; Masch.-Fabr. G. Luther, Akt.-Ges. in Braunschweig; Friedr. Krupp-Grusonwerk in Magdeburg-Buckau in verschiedener Ausführungsweise.

3. Mörtel-Maschinen nach Art der Tonschneider, Fig. 169.

Solche Maschinen haben (nach System Böklen in 4 Größen von 12—15 und 60—70 cbm Leistung in 10 Stunden) in Deutschland eine ziemliche Verbreitung gefunden. Sie bestehen aus einem hölzernen oder eisernen Bottich, in welchem sich eine senkrechte mit Messern schraubenförmig umgebene Welle dreht. An den Messerflächen sind die Schrauben etwas nach oben gerichtet, wodurch die Masse bei der Drehung der Welle nach unten gedrückt und der Austritt derselben aus der dort befindlichen Öffnung befördert wird. Fig. 169a zeigt eine Maschine, wie die Fabrik von Schumacher in Köln sie in 2 Größen anfertigt: eine kleinere für Maschinen- oder Handbetrieb von 80 cm Höhe und 60 cm Zylinder-Durchmesser und eine größere von 1,1 m Höhe und 0,85 m Durchm. für Pferde- oder Maschinen-Betrieb. Letztere erfordert 1—2 Pferde zum Betriebe und 2—3 Mann Bedienung und liefert dabei täglich 20—30 cbm fertigen Mörtel.

Fig. 169a. Fig. 169b.



Nachdem der Bottich einmal gefüllt, ist der Betrieb ein ununterbrochener, indem unten der fertige Mörtel austritt, während oben die zu mischenden Stoffe im richtigen Verhältnis nachgefüllt werden.

Die bisher erwähnten Mörtelmaschinen sind für Arbeiten mäßigen Umfanges ausreichend. Für große Bauten (namentlich bei Herstellung großer Betonmassen) eignet sich zur Mörtel-Bereitung die in Fig. 169b dargestellte Maschine, welche beim Hafenbau zu Cherbourg verwendet wurde und eine verbesserte Durchbildung der vorigen Einrichtung ist.

In dem eisernen Bottich *A* liegen hier, in letzterem befestigt, 3 Armkreuze *B*, welche oben und unten mit Messern versehen sind, während 4 andere Armkreuze *F*, von einer senkrechten Welle gedreht, mit ihren Messern durch die Lücken zwischen den festen Messern gehen. Die Leistung des Apparates in der dargestellten Größe bei 7 Umdrehungen in 1 Min. und $3^1/_2$ PS Betriebskraft ist in 1 Stunde etwa 8 cbm Mörtel; sie würde demnach den Mörtel für 160—180 Maurer fertig stellen können.

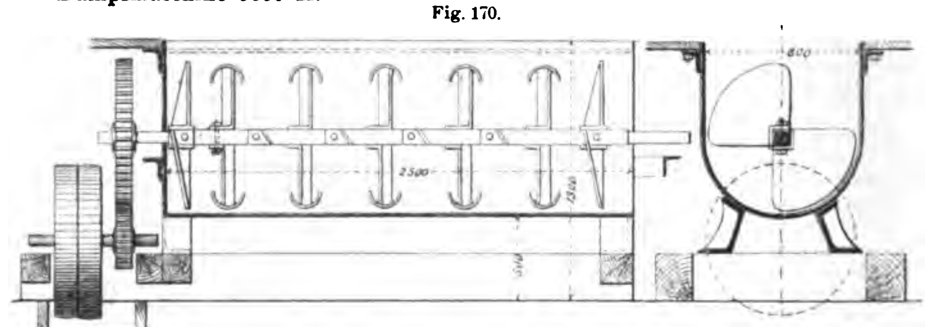
Die Bottiche sind bei den beiden letzten Ausführungen aus Eisen angenommen und in diesem Falle zylindrisch. Macht man dieselben aus Holz, so empfiehlt sich eine etwas kegelförmige Gestaltung, damit die umgelegten eisernen Bänder nachtreibbar sind.

4. Anstatt die Welle senkrecht zu stellen, kann man diese auch geneigt (1 : 10—1 : 12) legen und alsdann unter derselben einen Halb-Zylinder anordnen, dessen Wände nach oben etwas verlängert sind, Fig. 170.

Derartige offene Mischtröge bieten den Vorteil, daß man den Mischungs-Vorgang stets vor Augen hat und also den Wasserbedarf sehr genau regeln kann. Außerdem fällt der unbequeme Fülltrichter fort. Bei der dargestellten Maschine, die in Kiel verwendet wurde, war der Trog aus

Eisenblech und die Welle aus Eisen. Zu letzterer stehen die gleichfalls eisernen, unten im Winkel gebogenen Schläger verschränkt, und bewirken dadurch ein Vorwärtsschieben der Masse. Die Schläger kann man sehr schnell auswechseln, so daß längere Betriebsstörungen dieserhalb nicht zu befürchten sind. Die günstigste Umdrehungszahl der Welle beträgt 40 in 1 Min. Die Maschine liefert bei 14 Mann Hilfskräften und einer 3pferd. Betriebskraft in 1 Tag 80 cbm Mörtel, bei 25 Hilfskräften und einer 5pferd. Betriebskraft bis zu 150 cbm, vorausgesetzt, daß die Materialien nicht weiter als 50 m heran zu schaffen sind; 1 cbm Mörtel zu mischen kostet dann 0,82 M. Kosten des Mischapparates 900 M., der dazu nötigen 3pferd. Dampfmaschine 3000 M.

Fig. 170.



Es sei noch eine Anlage zur Bereitung von 200 cbm Kalk oder Kalk-Traß-Mörtel in 10 St. mit möglichst eingeschränkter Handarbeit kurz beschrieben.

Der gebrannte Kalk wird bei derselben in einem Bottich mit Rührwerk gelöscht. Die Kalkmilch fließt in Gruben, aus denen sie nach einigen Tagen durch eine Rinne mit Schnecke in den Kalksumpf mit Rührwerk gefördert wird. Aus diesem wird die Kalkmilch durch Pumpen mit Hartgummi-Ventilen in einen höher stehenden Kalkmilchbottich gehoben und in demselben nochmals durchgearbeitet. Hierauf fließt sie in die Mörtelmaschine, um hier mit dem gesiebten Sand (ev. auch Traß) durch eine Schnecke mit Rührwerk gemischt zu werden.

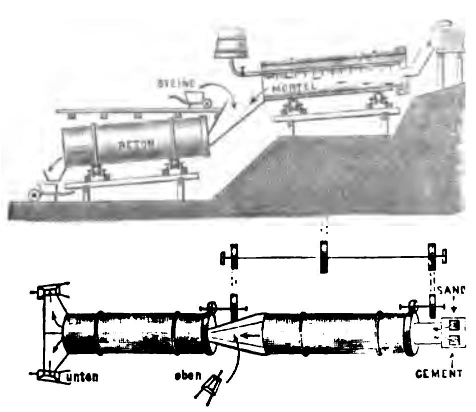
Auch die nachbeschriebenen Beton-Misch-Maschinen eignen sich zumeist zum Mörtelmischen.

c. Misch-Maschinen für Beton.

Während man zum Mischen von Mörtel, der zähen Kalkbrei enthält, besser Rühr- und Quetschwerke nach den vorbeschriebenen Konstruktionen verwendet, genügen für Mörtel, die aus Sand und pulverförmigen Bindemitteln bestehen, Einrichtungen, bei denen die Mischung mittels häufigen Durcheinanderwerfens der Massen bewirkt wird, wie solche gleichzeitig zum Mischen des Mörtels mit dem Schotter verwendet werden.



Fig. 171 a und b.



1. Bei dem Bau des Ihle-Kanals waren für diesen Zweck 2 kurze Trommeln hinter, bezw. unter einander aufgestellt, Fig. 171 a und b. Die obere, aus Brettern hergestellt, mischte aus Sand und Zement, unter

Zufluß von Wasser, den Mörtel, der dann in die untere Trommel (aus Eichenholz) rutschte und hier dem zugeführten Schotter beigemengt wurde. Zur besseren Mischung der Massen sind in den Trommeln Brettstücke oder Eisen längs der Wände befestigt, welche bei der Drehung Teile der Masse heben und niederfallen lassen. — Der Wasserzufluß wird von Hand durch einen Hahn geregelt.

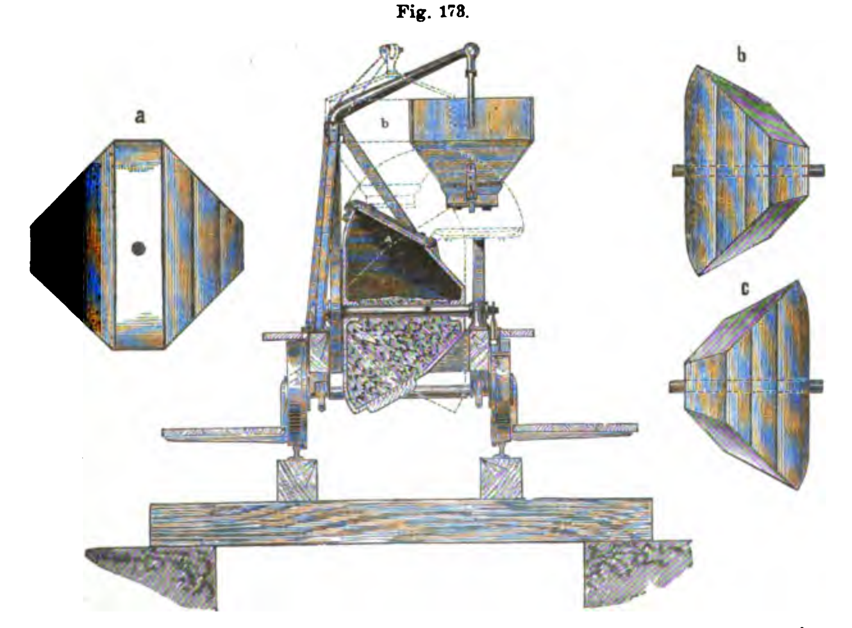
2. Man kann auch beide Trommeln zu einer einzigen von doppelter Länge vereinigen, wobei man etwas an Betriebskraft spart, aber auf Kosten der sorgfältigen Mischung. Eine $5{,}64^{m}$ lange Trommel, von 6 pfd. Lokomobile getrieben, lieferte in 1 Stunde 8—9 ^{cbm} fertigen Beton, 2 kurze, von 8 pfd. Lokomobile betrieben, 10—12 ^{cbm}. Der Durchmesser der Trommel war etwa 1^{m}, die Länge (bei Anwendung von 2 Trommeln) $3{,}75$—$4{,}0^{m}$.

Fig. 172.

3. Gründlicher wird der Beton in der Fig. 172 dargestellten Trommel gemischt, bei welcher die Drehungsachse diagonal angebracht ist. Auf der Welle befinden sich im Inneren der Trommel schaufelförmige Eisen, welche die Masse durcheinanderwerfen, wenn dieselbe infolge der Umdrehung von einem Ende über die Welle fort zum anderen Ende fällt. Auch übereck gestellte Würfel werden als Mischgefäß benutzt.

4. Ähnlich in der Wirkung ist der Apparat, Fig. 173, vom Ingenieur Menent in Tynemouth bei Molenbauten angewendet. Das Mischen geschieht nur durch das Umwerfen der Materialien; Schaufeln auf der Welle

Fig. 173.



sind nicht vorhanden. Das Werfen der Masse, welches bei der vorigen Maschine 2mal bei jeder Umdrehung stattfand, erfolgt hier in derselben Zeit 4mal. Es ist dies eine Folge der eigentümlichen trapezförmigen Gestalt der um eine wagrechte Achse sich drehenden Trommel, welche bereits nach $1/_4$ Umdrehung die punktierte Lage AAA einnimmt. Die Trommel besteht aus Blech, hat als größte Ausdehnung $1{,}5^{m}$ und wird durch eine dicht schließende Klappe gefüllt und entleert. Soll sie gefüllt

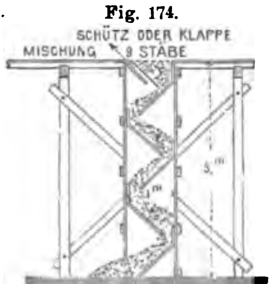
werden, so wird die Maschine durch eine in das Getriebe greifende Falle so festgehalten, daß die Klappe sich oben befindet und geöffnet die punktiert angedeutete Lage einnimmt. Zur Füllung dient der Trichter *b*, dessen Rauminhalt ungefähr gleich dem halben Inhalt der Mischtrommel ist, und der zum Zweck des Einschüttens in die punktierte Lage *b* gedreht wird. Die einzelnen Stoffe werden vorher in dem passenden Verhältnisse dem Trichter zugeführt und während sie aus demselben in die Trommel gleiten, mittels eines Schlauches in dem erforderlichen Maße angenäßt. Je nach der Beschaffenheit des Schotters genügen 6—12 Umdrehungen um den Inhalt vollständig zu mischen. Die Anzahl der notwendigen Umdrehungen wird, nachdem sie durch Versuche ermittelt, später selbsttätig angezeigt. Es geschieht dies durch eine eiserne Platte, welche jedesmal nach beendeter Füllung der Trommel auf das freie Ende ihrer Welle bis zu einem verstellbaren Zeichen geschoben wird. Mit Hilfe eines Schraubengewindes, auf dem die Platte mit jeder Umdrehung um 1 Gang vorrückt, um bei der festgesetzten Zahl herunter zu fallen und ein entsprechendes Zeichen zu geben. Zur Bedienung dieses Apparates gehören 2 Mann für das Herbeischaffen und Einschütten der Materialien, 4 Mann zum Drehen der Trommel und Zuleiten des Wassers mittels einer Pumpe; bei dieser Bedienung kann man täglich 28 ^{cbm} guten Zement-Beton fertigstellen. —

Bei allen Beton-Maschinen, welche nicht durch Rühren in der Masse, sondern durch Schleudern derselben die Mischung bewirken, darf die Umdrehungs-Geschwindigkeit nicht so weit gesteigert werden, daß die Zentrifugalkraft zu erheblicher Wirkung kommt. Deshalb darf bei der auf voriger Seite erwähnten Einrichtung die Trommel nur 8, bei der letztbesprochenen etwa 20—25 Umdrehungen machen.

5. Während namentlich die beiden eben vorgeführten Einrichtungen geringere Mengen von vorzüglicher Mischung liefern, sich also zur Anwendung besonders da empfehlen, wo kleinere Schüttungen von großer Dichtigkeit auszuführen sind, liefern Fallwerke große Mengen, aber nicht immer von so gleichmäßiger Beschaffenheit wie dort. Dieselben müssen mindestens 4 ^{m} hoch sein und bestehen zuweilen aus senkrechten, eisernen, zylindrischen Röhren von 50—60 ^{cm} Weite, die in Abständen von etwa 8 ^{cm} inwendig mit Sprossen aus 2 ^{cm} starken Rundeisen quer durchsetzt sind. Die Sprossen werden gegen einander um 40° versetzt. Die oben ungemischt eingeschütteten Materialien werden beim Durchgleiten von den Sprossen gedreht und gemischt und treten in einem zusammen hängenden Strome unten (als Beton) aus. Es ist vorteilhaft, die Röhre nicht vollkommen zylindrisch zu machen, sondern nach oben etwas zu verjüngen, um ein Festklemmen der Masse zu verhindern.

6. Ein anderes Fallwerk, Fig. 174, ist so eingerichtet, daß die Materialien beim Fallen von einer schiefen Ebene auf eine zweite oder dritte gelangen, dabei umgewendet und mit einander gemischt werden.

Fig. 174.



Obwohl eine gesonderte Anfertigung des Mörtels nicht gerade notwendig ist, wenn zum Mörtel pulverförmige trockne Materialien benutzt werden, muß eine derartige Mörtelbereitung dann stattfinden, wenn hierbei zäher Kalk — wie z. B. beim Traßmörtel — verwendet wird. Für solchen Fall dient der Apparat nur zum Mischen des Schotters mit dem Mörtel, wird am besten in unmittelbarer Nähe der Mörtelmaschine aufgestellt und kann von geringerer Höhe als oben angegeben sein (2,0 bis 3,5 ^{m}). Doch ist die größere Höhe immerhin günstig für die Beton-Beschaffenheit.

Der Betrieb der Fallwerke gestaltet sich am einfachsten und die Mischung fällt am sorgfältigsten aus, wenn man den oberen Abschluß des Trichters durch eine Klappe bewirkt, die in Scharnieren hängt. Die jedesmalige Menge, welche durch-

passieren soll, wird auf diese Klappe — karrenweise — zusammengestürzt und alsdann die Klappe ausgelöst.

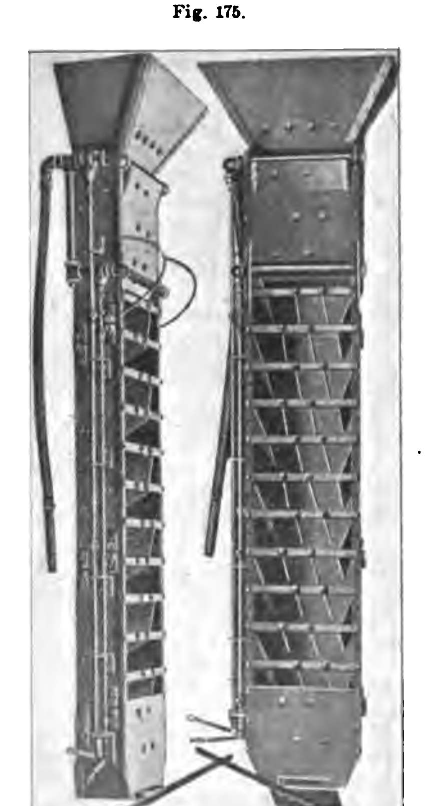
Fallwerke sind sehr billig herzustellen, auch bequem zu verwenden, wo die Materialien nicht sehr hoch zu heben sind, wo also die Lagerplätze der Baustoffe möglichst hoch, die Verwendungsstelle für den Beton (Baugrube, Brunnen) tief liegt.

Betreffs der Güte der Mischung folgen die aufgeführten Einrichtungen etwa in der Reihenfolge:

1. Mischtrommeln, Fig. 175 u. 176, 2. Mischtrommeln, Fig. 170 u. 171, 3. Fallwerke.

Betreffs der Masse des Betons ist das Verhältnis umgekehrt. Die Kosten erhöhen sich erklärlicherweise mit der Güte der Mischung. Die kleineren, leicht versetzbaren Einrichtungen sind dadurch vor den feststehenden häufig im Vorteile, daß man mit ihnen nach Bedarf den Platz wechseln, und dadurch Transportkosten sparen kann.

Fig. 175.



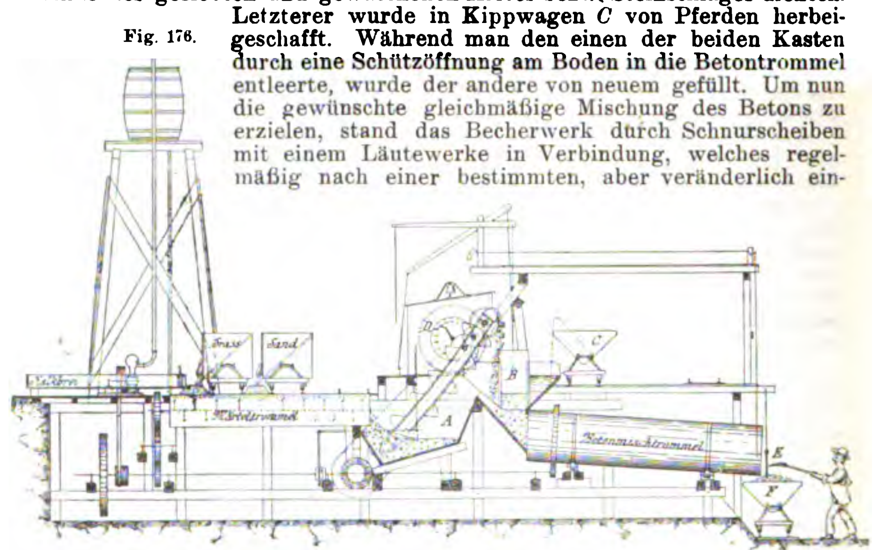
Ausreichend ist die Güte des von den Fallwerken gelieferten Betons dann, wenn dieser nicht an der Bereitungsstelle liegen bleibt, sondern etwa durch Karrentransport verteilt wird, da beim Ein- und Ausladen der Karren eine wesentliche Verbesserung der Mischung vor sich geht; dies setzt jedoch eine nicht sehr flüssige Mörtel-Beschaffenheit voraus.

Den Gilbreth'schen Betonmischer, ein bedeutend verbessertes Fallwerk, zeigt Fig. 175. Derselbe ist in Amerika viel in Gebrauch und neuerdings auch in Europa eingeführt. Er eignet sich vorzugsweise zum Gebrauch in der Baugrube und läßt sich leicht von einer Stelle zur anderen bringen. Die 4—5 m lange Rinne enthält im Inneren zahlreiche Stahlbolzen. Der Mischer ist unten durch eine Klappe geschlossen. Der Wasserzufluß wird mittels eines Hebels durch den die Bodenklappe bedienenden Mann reguliert. Der Mischer soll so stehen, daß die untere Kante 1,20—1,30 m von der Senkrechten entfernt ist, welche von der Oberkante gefällt wird. Um gleichmäßigen Wasserzufluß zu erhalten, muß der Wasserdruck gleichmäßig sein. Es empfiehlt sich daher, das Wasserrohr des Mischers nicht unmittelbar mit der Wasserleitung zu verbinden, sondern mit einem Gefäße, das von der Wasserleitung gefüllt wird. Bei der Beschickung des Mischers soll der abgemessene Steinschlag erst auf einer Bretterunterlage neben dem Mischer ausgebreitet werden, darüber der abgemessene Sand und endlich der abgemessene Zement. Der Steinschlag soll etwas angenäßt werden, bevor man den Sand darüber wirft. Die Masse wird dann von 4 oder mehr Arbeitern in den Trichter geschaufelt — nicht weniger als 100 Schaufeln in 1 Minute. Möglichst gleichmäßige Zuführung ist nötig.

Will man die Materialien unmittelbar aus einem Kippwagen in den Trichter schütten, so müssen sie schon in dem Kippwagen schichtweise gelagert werden, und darf nicht plötzlich, sondern langsam eingekippt werden. (Zement u. Beton Jan. 1904; Deutsche Bauztg. Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau 1905 Nr. 16.)

7. Eine zweckmäßige Betonbereitungs-Anlage wurde vom Reg.-Bmstr. Frentzen für die Herstellung einer Kaimauer am Vorhafen der Schleusen zu Holtenau am Kaiser Wilhelm-Kanal ausgeführt, Fig. 176. Der fertige Traßmörtel fiel aus der zylinderförmigen Mischtrommel, ähnlich der nach Fig. 169 dargestellten, in ein größeres Gefäß A, aus welchem er durch ein Becherwerk gehoben und der zylinderförmigen Beton-Mischtrommel (siehe Fig. 171) zugeführt wurde. Zu beiden Seiten des Becherwerkes befanden sich 2 trichterförmige Kasten B von bestimmtem Inhalt, welche zur Aufnahme des gesiebten und gewaschenen Kieses bezw. Steinschlages dienten. Letzterer wurde in Kippwagen C von Pferden herbeigeschafft. Während man den einen der beiden Kasten durch eine Schützöffnung am Boden in die Betontrommel entleerte, wurde der andere von neuem gefüllt. Um nun die gewünschte gleichmäßige Mischung des Betons zu erzielen, stand das Becherwerk durch Schnurscheiben mit einem Läutewerke in Verbindung, welches regelmäßig nach einer bestimmten, aber veränderlich ein-

Fig. 176.



stellbaren Anzahl von Becherentleerungen (17) ein Zeichen gab. Ertönte dasselbe, so mußte der Arbeiter, welcher die Schottertrichter bediente, das Bodenschütz eines vollen Trichters öffnen und denselben gleichmäßig bis zum nächsten Zeichen in die Betonmischtrommel sich entleeren lassen.

Eine Umdrehung des Zeigers auf dem Zifferblatt D entsprach der Anzahl der Becherentleerungen (17), welche zu einem Trichter voll Kies gehörten. Aus der Anzahl der Becher, welche der Zeiger D anzeigte und der Kiesmenge, welche noch in dem sich entleerenden Kasten vorhanden war, konnte die Gleichmäßigkeit der Kieszuführung kontrolliert werden. Ein Zählwerk notierte außerdem die Gesamtzahl der entleerten Mörtelbecher. Am unteren (Ausfluß) Ende der Betontrommel fiel der Beton in Kippwagen F und wurde in ununterbrochenem Betriebe den Betontrichtern zugeführt. War ein Wagen gefüllt, so drückte ein Arbeiter, um den Auslauf des Betons zu verhindern, eine vor der Öffnung der Trommel lose aufgehängte Blechtafel E so lange vor dieselbe, bis wieder ein leerer Wagen vorgeschoben war. Die Anlage lieferte bei $11^1/_2$stündiger Arbeitszeit i. M. etwa 350 cbm Beton täglich. Die größte Leistung betrug 900 Mischungen mit 475 cbm, der Kraftverbrauch 25 PS, die Zahl der Arbeiter an der Maschine selbst 8.

Ähnlich obiger Anlage ist die von Carey & Latham: Engineering 1886 I. Sem. S. 222, auch Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886 S. 608.

Die zunehmende Verwendung des Betons anstatt des Mauerwerkes hat eine große Anzahl Betonmischmaschinen von teilweise sehr großer Leistungsfähigkeit ins Leben gerufen. Es sind das durchweg Maschinen mit intermittierendem Betrieb, die also nur abgepaßte Mengen auf einmal mischen. Bei allen wird in demselben Mischgefäß Zement, Sand, Kies bezw. Steinschlag zunächst trocken, dann unter Wasserzusatz zum fertigen Beton verarbeitet.

So baut die Firma Gauhe, Gockel & Cie. in Oberlahnstein Betonmischmaschinen bis zu 400 cbm Leistung in 10 Stunden. (Vergl. Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau Jahrg. 1905 Nr. 16.) Das Mischgut wird bei dieser großen Maschine in der Trommel nicht durch Rührwerke durcheinander gemischt, sondern durch freien Fall, indem die Trommelwandung vermöge angebrachter Mitnehmer die zu mischende Masse bei der Drehung bis zu einem gewissen Punkte hebt und sie von dort aus nach dem unteren Teile der Trommel fallen läßt. Auf der Drehachse der Trommel festsitzende, schräg stehende Schaufeln befördern das Durcheinandermischen der Materialien. Um ein Festkleben des Materiales an den Trommelwänden zu hindern, ist ein frei schwingender Abstreifer vorhanden. Außerdem ist die Maschine mit einer selbsttätigen doppelten Wasserabmessung versehen. Das Wasser tritt erst nach gründlicher Trockenmischung hinzu. Über dem Einfalltrichter der Mischtrommel sind 3 abnehmbare — also in den Größen veränderliche — Kasten für Zement, Sand und Kies oder Steinschlag angebracht, welche von dem einen Arbeiter, der die Maschine bedient, durch eine Hebel-Umdrehung gleichzeitig in den Fülltrichter entleert werden. Diese Maschine ist also sehr leistungsfähig und einfach in bezug auf die Bedienung. Sie sind bei den Dock- und Schleusenbauten der Marine z. Zt. in Anwendung.

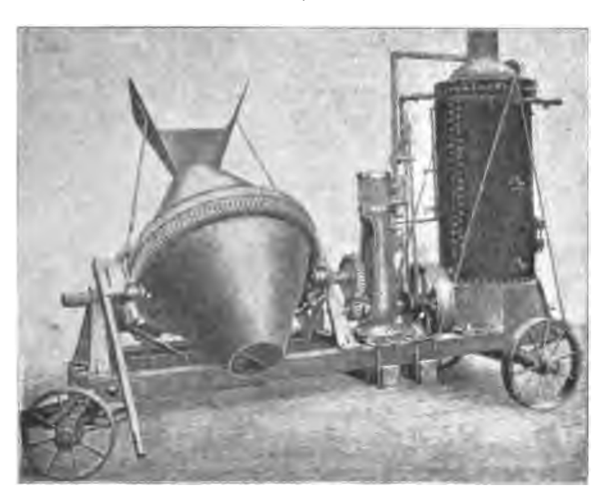
Abmessungen und Nr. / Kosten obiger Maschinen	7a ohne Heber	8 ohne Hebewerk	8 mit Hebewerk	9 ohne Hebewerk	9 mit Hebewerk	10 ohne Hebewerk	10 mit Hebewerk	11 ohne Hebewerk	11 mit Hebewerk
Trommelfüllung . . . . ltr.	100	150		250		500		1000	
Leistung in 1 Stunde . . cbm	4	6–8		10–12		20–25		40	
Kraftbedarf . . . . . . PS	$2^1/_2$–3	1–2	3–4	3–4	5–7	5–7	8–10	8–10	10–12
Tourenzahl der Antriebachse in 1 Minute . . . rund	70–90	70–90		65	80	65–80		60–75	
Durchmesser und Breite der Antriebriemscheibe . . .	750/80	900/90		1100/110		1300/130		1500/150	
Umdrehungen der Trommel .	10–12	10–12		10–12		10–12		10–12	
Gewicht d. station. Masch. kg	2000–2500	1700–1900	2500–3000	2500–2800	4000–4500	3400–3900	6300–7300	7800–8400	11500–12500
Gewicht d. fahrb. Masch. kg	2500–3000	2600–2800	3000–3500	3600–3900	4600–5100	5000–5400	7300–8300	10300–10800	12700–14000
Preis d. station. Maschine M.	1500	1350	2050	1750	2600	2200	3500	4100	5500
Mehrpreis für Fahrgestell M.	300	500	350	550	400	750	500	1000	600

9. Für feines Material reichen die Maschinen mit freiem Übersturz nicht aus. Es werden daher auch Maschinen nach Art der Kugelmühlen gebaut, die in der glatten Trommel eine Anzahl schwerer gußeiserner Kugeln enthalten. Der Kraftverbrauch dieser Maschinen ist ein etwas höherer. Ausführungen von Gauhe, Gockel & Cie. und der Masch.-Fabrik Geislingen.

10. Von amerikanischen Beton- und Mörtel-Mischapparaten wird der T. L. Smith-Milwaukee patentierte Apparat von der Firma: „Draiswerke" Gesellsch. m. b. H. zu Waldhof-Mannheim vertrieben, den die Fig. 177 u. 178 zeigen. Die Trommel besitzt doppelt konische Form, wird von einem Rahmen unterstützt und geführt, so daß sie nach Wunsch gekippt werden kann, während sie sich weiter dreht. Die Materialien werden an einem Ende eingeführt, und, wenn vollkommen gemischt, durch Kippen der sich mit voller Geschwindigkeit weiter drehenden Trommel am anderen Ende entleert. Die Trommel ist innen mit kräftigen Schaufeln versehen. Jeder Satz Schaufeln bildet eine verschränkte Spirale, und ein Satz um den anderen hat entgegengesetzte Windungen, die sich in Trommelmitte überdecken.

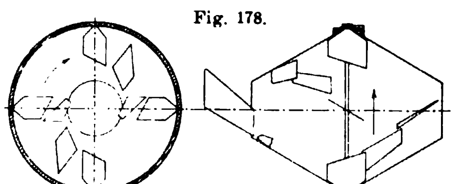
Die Trommel kann während des Ganges gefüllt und geleert werden. Die Entleerung ist leicht zu regeln, sie kann teilweise oder auf einmal vorgenommen werden. Vollständige Entleerung geschieht durch zweimalige Umdrehung. Ein Aufschichten des Materiales in Einzellagen ist nicht nötig, die abgemessenen Materialien können vielmehr in beliebiger Reihenfolge in die Trommel gegeben werden. Das Gewicht der Trommel ist gut abgestützt, die Zahnräder usw. liegen gut geschützt, so daß der Verschleiß gering ist. Die Maschinen werden mit Kessel und Dampfmaschinen (Figur 177) oder nur mit Dampfmaschinen oder Petroleummotor, oder endlich für Riemenantrieb auf festem oder fahrbarem Gerüst geliefert. Leistungen werden gelobt.

Fig. 177.



11. Bei den Mischmaschinen der Firma A. Kunz & Co. in Kempten (Bayern) wird der Beton mittels Durchknetung durch Rührarme, die bis dicht an den Trommelmantel reichen, gemischt. Die Maschinen liefern einen sehr gut gemischten Beton. (Mittlg. über Zement, Beton und Eisenbetonbau Jahrg. 1905 Nr. 16 und 18.)

Fig. 178.



12. Während die oben beschriebenen Maschinen etwas mehr Platz beanspruchen, der aber auf Baustellen in der Regel vorhanden ist, baut die Firma F. Beyer & Zetzsche in Plauen i. Vogtl. nach Patent Hüser feststehende Maschinen, die sehr wenig Platz verbrauchen, in 6 Größen von 8—45 cbm Tagesleistung. In diesen wird das Material nicht durch Fall, sondern durch Reibung und Knetung gemischt. (Mittlg. über Zement. Beton u. Eisenbeton. Jahrg. 1905 Nr. 18.)

13. Die Firma Friedr. Krupp-Grusonwerk baut nach System Böcklen auch Kollergänge zum Mischen von Beton, Mörtel usw. Die Walzen derselben sind doppelt konisch oder ballig geformt und werden so eingestellt, daß sie den Teller nicht berühren, da sie nicht quetschend wirken sollen. Über ihre Leistung sind nähere Angaben aus der Praxis nicht bekannt. Über Kraftbedarf (ziemlich groß) und Sonstiges gibt der Prospekt der Firma Auskunft. (Vergl. die Quelle wie bei 12.)

d. Versenk-Einrichtungen für Beton.

1. Versenkung mittels Trichtern.

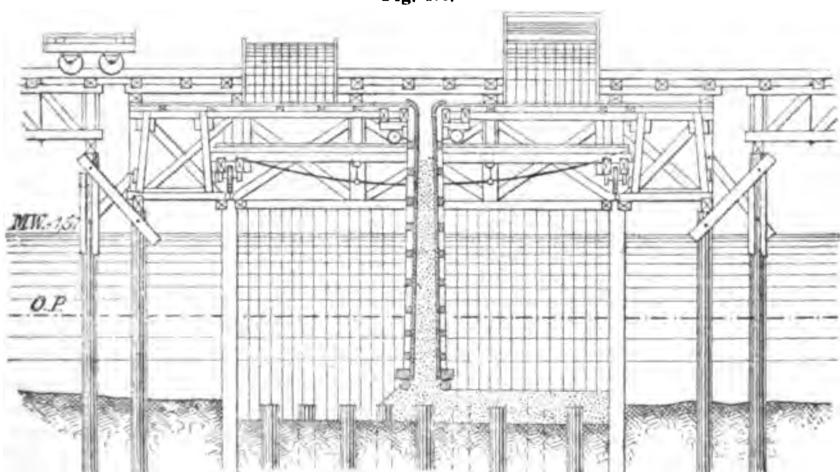
Dieselben finden mit Vorteil Anwendung, wenn nicht sehr breite, aber lange Beton-Fundamente in mäßiger Tiefe herzustellen sind. Man macht sie aus Eisenblech mit an der Innenseite versenkten Nieten oder aus Holz, innen mit Blech beschlagen, oder auch unbeschlagen. In letzterem Falle ist es notwendig, in den beiden anderen wünschenswert, den Trichter nach

unten etwas zu erweitern (Fig. 179), um Verstopfungen vorzubeugen. Damit der Beton beim Ausfluß möglichst wenig durcheinandergeworfen und dabei der Mörtel vom Wasser nicht ausgewaschen werde, muß der Querschnitt der Schüttlage möglichst gleich dem unteren Querschnitt des Betontrichters sein, und zwar sowohl dem Inhalt, als auch der Gestalt nach. Bei Zementbeton zeigt sich bei Nichtbeachtung dieser Bedingung die Erscheinung, daß der Zement, als der spezifisch schwerere Körper (3,0 bis 3,20) zu Boden sinkt, die Sandkörner (als spezifisch leichter) oben bleiben.[1]) Ebenso werden Kalkteilchen abgesondert und kommen in Schlammform an die Oberfläche der Schüttung. Das gilt in erhöhtem Maße bei Traß.

Sind mehrere Lagen Beton übereinander zu schütten, so richtet man den Trichter so ein, daß sein oberer Teil aus einzelnen abnehmbaren Stücken besteht, deren Länge gleich der Höhe der einzelnen Schichten ist, und die man abnehmen kann, ohne den Trichter vorher zu entleeren.

Beim Beginn der Betonierung muß der Trichter derart gefüllt werden, daß auch die Anfangsschicht vor Ausspülung gesichert. Dazu bedient man sich entweder eines zweiten kleineren Trichters, der in dem großen bis auf den Grund hinabreicht, und unten durch eine Klappe verschließbar ist. Bei ge-

Fig. 179.



schlossen gehaltener Klappe wird der kleine Trichter in dem großen allmählich bis auf den Grund hinabgelassen und gleichzeitig in dem Maße gefüllt, daß die Oberfläche der Füllung stets über Wasserspiegel-Höhe bleibt. Hat in dieser Weise der kleine Trichter den Grund erreicht, so wird die Bodenklappe vorsichtig – mittels Leinenzug — geöffnet, und durch Nachschütten von Beton, unter gleichzeitigem Anheben, sein Inhalt in den großen Trichter entleert. Statt dessen sind auch kleine Kasten oder Säcke verwendbar.

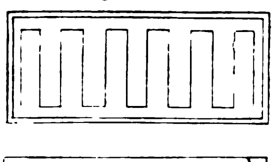
Bei der Schüttung dürfen keine längeren Pausen entstehen. Man muß daher (auch mit Rücksicht auf die Erhaltung der Oberfläche der Füllung über Wasserspiegel-Höhe) die Fortbewegung des Trichters sehr vorsichtig bewirken, und sogar während der Nacht, — wenn auch mit verringerten Kräften — die Schüttung fortsetzen. Behufs der Fortbewegung steht der kleinere Wagen, an welchem der Trichter hängt, auf einem zweiten größeren Wagen, dessen Radstand gleich der Breite der Baugrube ist. Wird ersterer Wagen auf letzterem verschoben, so bewegt sich der Trichter senkrecht

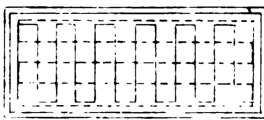
[1]) Vergl. insbesondere Protokoll der General-Versammlung des Vereins Deutscher Zementfabrikanten 1883, wo die Ergebnisse betr. besonderer Versuche mitgeteilt sind.

zur Längsachse der Baugrube; wird der große Wagen allein bewegt, so rückt der Trichter parallel der Längsachse vor.

Bei Schüttung von schwimmender Rüstung aus werden die den Trichter tragenden Prähme an 2 ausgespannten Leinen unter genauer Einhaltung des bestimmten Fortschreitens in beiden Richtungen fortbewegt. Versenkt man nur eine Schicht, so empfiehlt es sich, die Richtung der Streifen quer zur Längenachse der Baugrube anzuordnen, weil bei diesem Verfahren die einzelnen Reihen kürzer sind und infolgedessen ein besseres Anbinden der nächstfolgenden an die vorhergehende Reihe erwartet werden kann, Fig. 180. Sind mehrere Schichten zu versenken, so lege man bei nicht zu langen Baugruben die Reihen kreuzweise, Fig. 181, übereinander; oder man vermeide es wenigstens bei langen Baugruben möglichst, daß Fuge auf Fuge trifft. Um die Reihen kreuzweise legen zu können, muß man nach Beendigung einer ganzen Schicht den Trichter um 90° drehen, oder was dasselbe sagen will, die Walzen am unteren Ende des Trichters um 90° versetzen. Ein derartiges Betonierungs-Verfahren ist außerdem nur dann gut durchführbar; wenn der Trichter-Querschnitt quadratisch oder kreisförmig ist. Auf beide Umstände muß im Voraus Rücksicht genommen werden. Die Walzen (s. Fig. 179) dienen zum Glätten der Schüttung, halten aber das untere Trichterende leicht fest.

Fig. 180 u. 181.

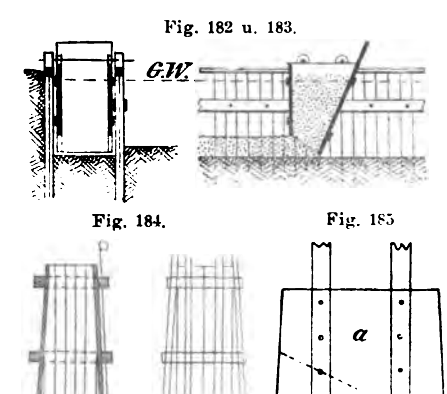




Die Fortbewegung bewerkstelligt man gewöhnlich, indem man auf das untere Trichterende mittels eines Flaschenzuges einen Zug ausübt, während man gleichzeitig oben den Wagen mittels Einsetzen von Stangen zwischen Schienen und Rädern vorwärts drückt.

Meistens sind die Betontrichter unten wagrecht abgeschnitten, wie in Fig. 179 angegeben. Mit dieser Form ist der Uebelstand verbunden, daß beim Vorrücken nicht nur der seitlich zur Bildung einer Böschung ausfließende Beton mit dem Wasser in Berührung kommt, sondern auch derjenige Teil des Betons, welcher auf derjenigen Seite ausfließt, nach welcher hin die Bewegung ausgeführt wird. Dieser Fehler ist bei der Trichterform, Fig. 182, 183, wie sie beim Bau der Hafenanlage für die K. Porzellan-Manufaktur zu Charlottenburg Anwendung fand, vermindert. Es empfiehlt sich indes, um die Ecken der Baugrube besser füllen zu können, auch, die Vorderwand des Trichters senkrecht anzuordnen und, wenn der Querschnitt des Trichters kein sehr großer ist, aus oben erwähntem Grunde denselben nach oben etwas zu verjüngen. Der schräge Schnitt der Austritts-Öffnung bietet noch den Vorteil, daß sich der Trichter infolge einseitigen Druckes der Betonmasse in demselben gegen den unteren Teil der Vorderwand leichter fortbewegen läßt. Um auch bei gerade abgeschnittenen Betontrichtern des Vorteiles dieser Konstruktion teilhaftig zu werden, empfiehlt Verfasser von oben aus einstellbare Verlängerungen aus Eisenblech für Vorderwand und

Fig. 182 u. 183. Fig. 184. Fig. 185



Seitenwände anzuwenden, von denen die für die Vorderwand bestimmte *a* rechteckig, die für die Seitenwände *b* dagegen trapezförmig sein können. Fig. 184, 185. Wenn der Trichter quadratischen Querschnitt hat, so kann man diese Schieber an jeder beliebigen Wand anbringen und hat, falls auch die Walzen versetzbar sind, volle Bewegungsfreiheit.

Der Betonierung mit Trichtern wird der Vorwurf gemacht, daß sie ein weniger dichtes Betonbett liefern, als eine Ausführung mit Betonkasten. Indessen läßt sich die Dichtigkeit durch Vorsichtsmaßregeln, wie sie vorstehend besprochen, bedeutend erhöhen. Bei großen Baugruben bieten Trichter den Vorteil, daß man mit ihnen große Mengen Beton schnell versenken kann, und ob hinsichtlich der Verhinderung des Auswaschens des Mörtels, sowie der Absonderung von Kalkschlamm eine anderweite Einrichtung dem Trichter unter allen Umständen gleichwertig ist, dürfte noch eine offene Frage sein.

Die Leistungsfähigkeit eines Trichters hängt übrigens in hohem Grade von der Schnelligkeit der Zufuhr der zu versenkenden Massen ab; man hat daher auf bequeme Einrichtungen hierfür vor allem sein Augenmerk zu richten. Als mustergültig kann die Einrichtung zur Betonierung mittels Trichter bei der Nußdorfer Schleuse im Donau-Kanal bei Wien bezeichnet werden. (Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins Jhrg. 1902 S. 513 ff.)

Bei der bereits unter c erwähnten Kaimauer in Holtenau geschah die Schüttung in ganzer Breite des Fundamentes durch 3 konische (unten weitere) Blechtrichter, welche nebeneinander auf einem gemeinsamen, fahrbaren Gerüst befestigt waren. Die Trichter bestanden aus einzelnen Ringen, von denen je einer nach Fertigstellung einer Schicht durch die ganze Länge der Mauer durch Taucher unten abgenommen wurde. Zu beiden Seiten der Kaimauer befanden sich schmalspurige Gleise, das eine zur Zufuhr des Betons, das andere für die Abfuhr der leeren Wagen. Die vollen Wagen wurden am Betonierungsgerüst auf einer kleinen Drehscheibe, welche auf den Schienen des Zufuhrgleises lag und mit dem Betonierungs-Gerüst verschoben wurde, gedreht, auf das Gerüst geschoben, hier in die Trichter entleert, darauf aus dem anderen Ende des Gerüstes hinaus auf eine zweite Drehscheibe über dem Gleis für die leeren Wagen gebracht, hier wieder gedreht und auf letzterem Gleise zur Betonmischmaschine zurückgeführt. Waren die drei Trichter (gleichzeitig) bis oben gefüllt, so wurde das ganze Gerüst durch eine am Ende der Kaimauer aufgestellte Windevorrichtung mittels eines langen Drahtseiles zur Entleerung der Trichter bis zur Wasserlinie vorgezogen. Die erforderliche Zugkraft betrug rd. 24 Tonnen. Das Drahtseil war unter Wasser an den Trichtern befestigt. Letztere hatten bei voller Länge von 11,5 ^{m} 2 ^{m} unteren und 0,8 ^{m} oberen Durchmesser. Größte und mittlere Leistung der drei Trichter, wie S. 90 angegeben. Arbeiteranzahl (die i. allg. von der Transportweite des Betons abhängig) einschl. der Mannschaft für die Winde 34 bis 50.

Es möge noch bemerkt werden, daß eine zu starke Verjüngung der Betontrichter zu Unzuträglichkeiten führt, wenn die Trichter von großer Länge sind. Die vom Trichter bestrichene Grundfläche wird dann ein Vielfaches seines oberen Querschnittes sein und ein geringes Vorrücken desselben bedingt bereits die Entleerung einer großen Länge des oberen Teiles. Es wird also sehr leicht beim Vorrücken die Oberfläche des Betons im Trichter unter Wasser geraten, was vermieden werden muß. Die Verjüngung, welche sich aus den Maßen der beim Bau einer Kaimauer in Holtenau gebrauchten Betontrichter ergibt, scheint schon mehr als reichlich zu sein. Es genügt $^{1}/_{40}$ bis $^{1}/_{50}$ Anlauf.

Anderseits ist, um ein Festklemmen des Betons in einem mäßig verjüngten Trichter zu vermeiden, die Innenfläche recht glatt zu halten (versenkte Niete). Auch verwendet man besser langsam bindenden, geschmeidigen Traß- oder Zement-Kalkmörtel als reinen Zementmörtel.

Während hier in Holtenau das Fundament in einzelnen Schichten hergestellt wurde, ließ man bei einer Kaimauer in Straßburg vier Beton-

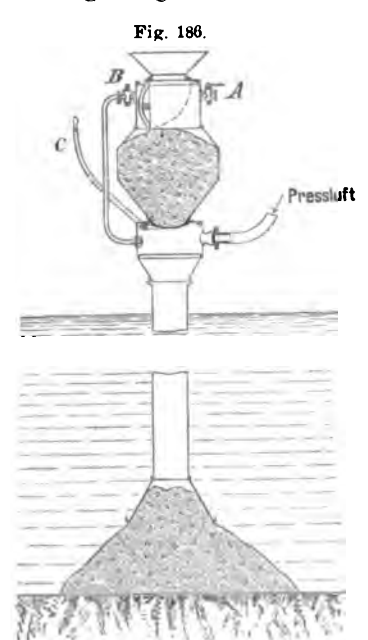
trichter sich in kurzen Abständen hintereinander folgen, von denen der erste, längste die unterste, der zweite, kürzere, die zweite Lage u. s. f. schüttete. Auf diese Weise wird ein innigerer Verband der einzelnen Lagen untereinander erreicht, der allerdings bei Kaimauern weniger notwendig ist, als bei Betonsohlen für Docks und Schleusen. Vergl. II. Kapitel II.

Von einer kleineren Betonierungsanlage mit einem Trichter gibt die Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 515, folgende Leistungsfähigkeit an. In 24 Stunden (Tag und Nacht) wurden 100 bis 160 cbm geschüttet; dabei waren 50 Arbeiter und 4 Maurer an den Mischbänken (Handbetrieb), 10 Arbeiter und 3 Zimmerleute beim Herankarren des Betons vom Aufzuge (Dampfmaschine) nach dem Trichter und dem Bewegen des letzteren sowie der Laufbrücke ständig beschäftigt.

Ein Betontrichter, der es gestattet, die erste Füllung bis über Wasser, die leicht durch Ausspülung leidet, möglichst leicht und vollkommen auszuführen, ist von Hassenstein konstruiert (Deutsche Bauztg. 1895 S. 287 mit Abb.). Der Trichter besteht aus einzelnen übereinander zu setzenden Teilen, deren unterster durch eine Klappe geschlossen ist. Dieser wird zuerst in den Trichterwagen eingehängt und bis oben — noch über Wasser — mit Beton gefüllt. Darauf gesenkt, bis seine Oberkante nur noch wenig über den Wasserspiegel hervorragt und der 2. Teil aufgesetzt und gefüllt, dann ebenfalls gesenkt und sofort, bis der untere Teil mit der Klappe fast die Sohle der Baugrube erreicht. Dann wird die Klappe geöffnet, um 180° gedreht, dadurch aus den Scharnieren gelöst und hoch geholt. Die weitere Betonierung geschieht dann wie mit jedem anderen Trichter.

Das Verfahren ist etwas umständlich und die oben geschilderte Füllung des großen Trichters durch einen kleinen einfacher.

Fig. 186.



Zur Verhütung der Nachteile, die infolge unsorgfältiger Arbeit beim Schütten des Betons unter Wasser entstehen können, schlug Zschocke vor, den Beton unter Luftdruck einzubringen, und entwarf einen sogen. pneumatischen Betontrichter. Derselbe besteht aus einer kleinen, aus Eisen gebauten Kammer, die durch teleskopartig in einander verschiebbare Schachtrohre mit einer kleinen Luftschleuse in Verbindung steht. Diese dient sowohl zum Einsteigen eines in der Kammer beschäftigten Arbeiters, als auch zum Einschleusen des Betons. Näheres siehe Literatur-Nachweis.

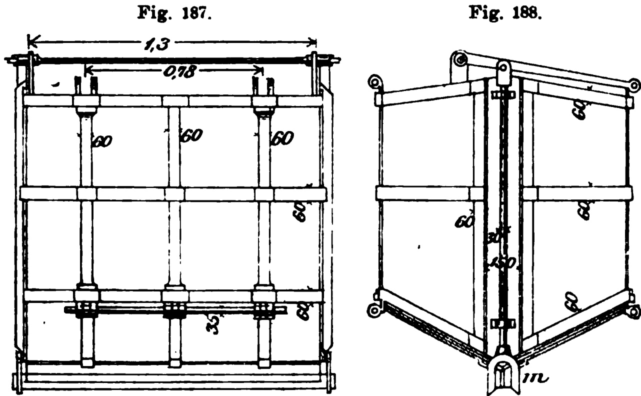
Zur Ausführung ist diese Einrichtung, die einen Vorläufer der Taucherglocken-Betonierung darstellt, soviel bekannt, nicht gekommen.

Besser erging es in dieser Beziehung dem in Fig. 186 dargestellten Preßluft-Betontrichter von Jandin, den dieser für sehr tiefe Brunnen-Betonierungen entwarf. Der Trichter soll nicht wie der von Zschocke durch Menschen bestiegen werden. Er wird durch Preßluft im Inneren trocken und schwimmend gehalten. Die kleine Luftschleuse, welche er oben trägt, dient nur zum Einschleusen von Beton. Das bis 100 m lang gedachte eiserne Schachtrohr kann, da es schwimmt, im Brunnen leicht hin- und hergesetzt werden. Das Rohr hat

unten eine trichterförmige Erweiterung und wird nur in diesem Teile mit Beton angefüllt, und nachdem dies geschehen, gehoben und versetzt.

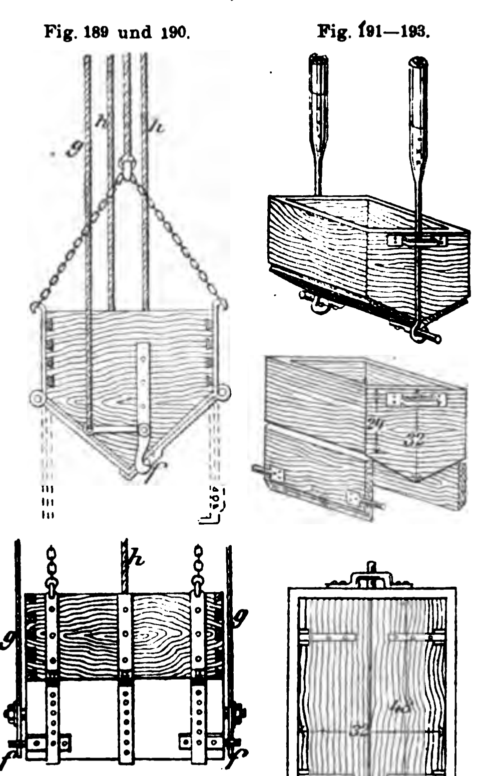
Es sei noch bemerkt, daß runde Betontrichter im allgemeinen vorteilhafter sind, als viereckige, weil in den Ecken trotz der Verjüngung nach

Fig. 187. Fig. 188.



oben der Beton leicht festgehalten wird. Ferner, daß weite u. lange Trichter günstig wirken, weil bei solchen der Beton unten unter bedeutendem Drucke steht. Dadurch wird derselbe nicht nur fest gelagert, sondern rollt auch beim Austritt aus dem Trichter nicht die Böschung hinab, sondern drückt die Böschung vor, wie in dem in Fig. 216 dargestellten Verfahren S. 105 beschrieben ist. Den Schlamm, welcher sich bildet und der von der fortschreitenden Betonschüttung beiseite gedrückt wird, muß man vorsichtig durch Pumpen absaugen.

Fig. 189 und 190. Fig. 191—193.



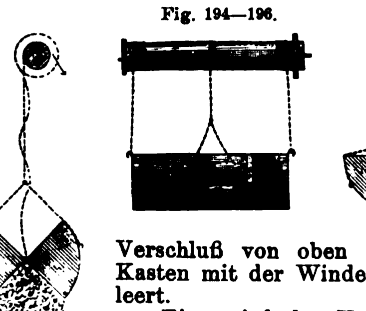
Beim Bau der Pfeiler einer Loire-Brücke hat man den Betontrichter an eine hochstehende, fahrbare Winde angehängt, um die Zwischenräume zwischen den Rostpfählen gut bestreichen zu können. Ergebnis günstig, Leistung bis 60 cbm im Tag.

Die Betonierung mit Trichtern ist besonders geeignet bei langen Betonfundamenten und geringer bis mäßiger Wassertiefe, also z. B. bei Kaimauern zwischen Spundwänden. Bei großen Wassertiefen in engen Räumen, z. B. bei dem Betonieren enger Brunnen, eignen sich besser Betonkasten.

2. Betonkasten und Gerüste für die Betonierung.

Sie bieten gegenüber den Trichtern den Vorteil, auch in sehr engen Baugruben anwendbar zu sein, und kommen in neuerer Zeit öfter in Gebrauch, als jene. Je größer die Kasten sind, desto fester lagert sich der Beton, und desto geringer ist die Oberfläche einer Füllung im Verhältnis zum räumlichen Inhalt derselben; desto dichter wird also die Betonierung ausfallen können.

Fig. 194—196.



Hölzernen Betonkasten gibt man gewöhnlich die Form nach Fig. 187, 188. Der Boden des Kastens besteht aus 2 Klappen, die durch einen von oben lösbaren einfachen Riegel geschlossen gehalten werden, während der gefüllte Kasten hinuntergelassen wird. Steht der Kasten auf, so wird der Verschluß von oben aus mittels Leine geöffnet und der Kasten mit der Winde etwas angehoben, wobei er sich entleert.

Einen einfachen Verschluß mittels Haken zeigt Fig. 189, 190. Die Haken f werden, wenn der Grund erreicht ist, durch die Leinen g herausgezogen, während die Leinen h dazu dienen, um die Bodenklappen wieder zu schließen.

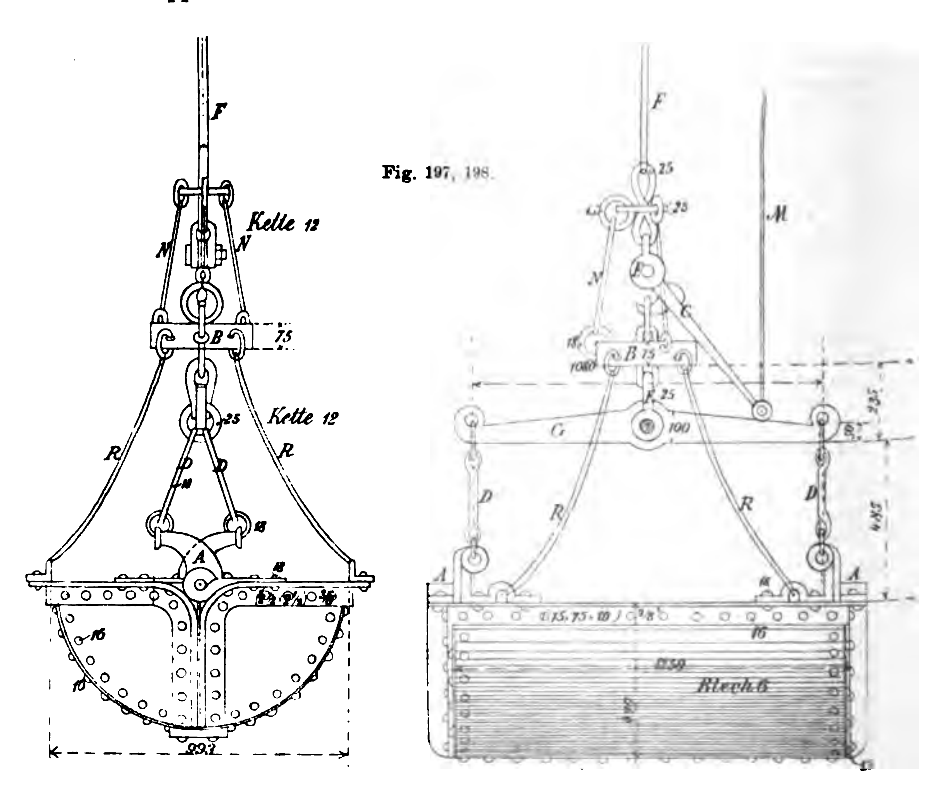
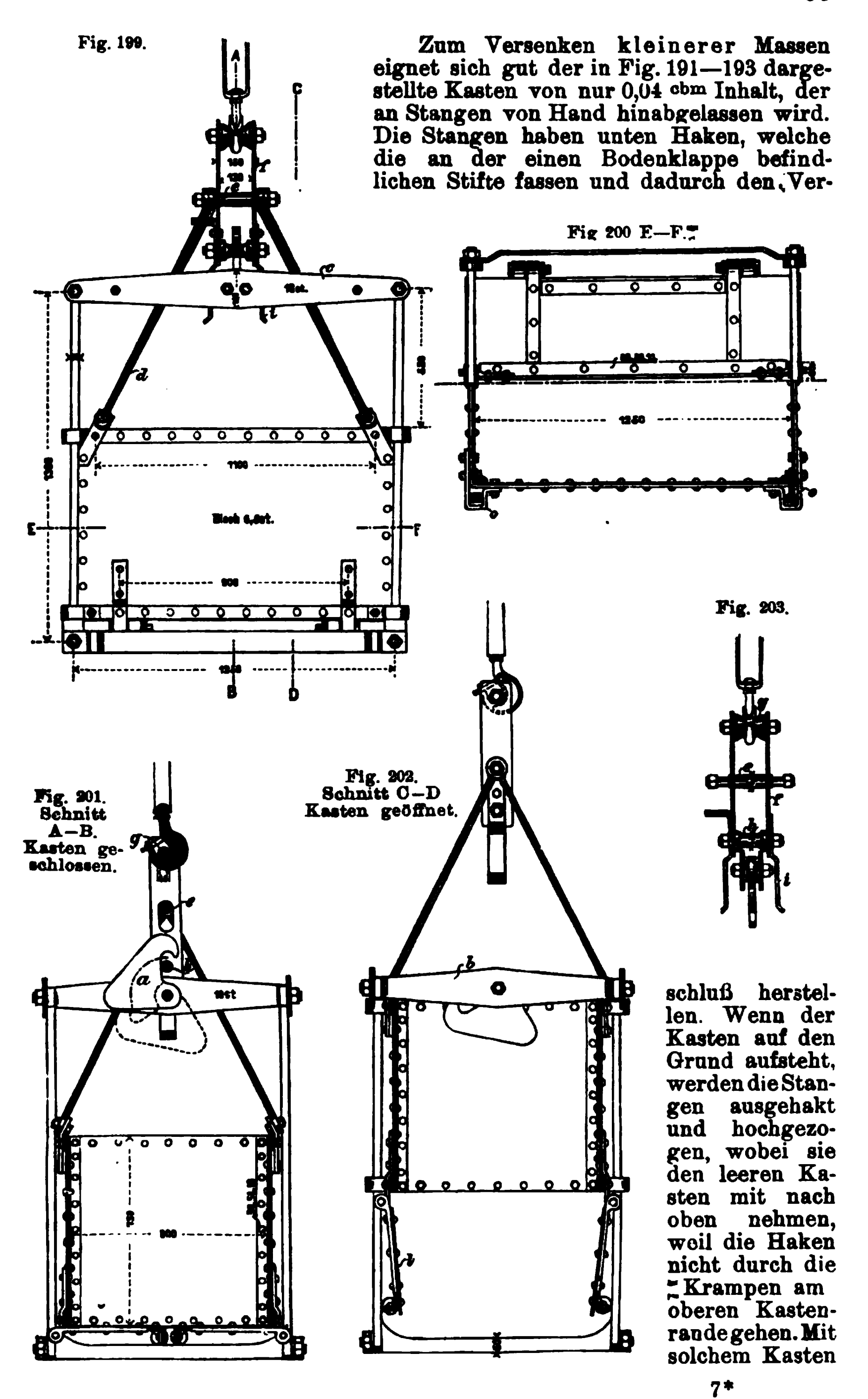


Fig. 197, 198.

Zum Versenken kleinerer Massen eignet sich gut der in Fig. 191—193 dargestellte Kasten von nur 0,04 cbm Inhalt, der an Stangen von Hand hinabgelassen wird. Die Stangen haben unten Haken, welche die an der einen Bodenklappe befindlichen Stifte fassen und dadurch den Verschluß herstellen. Wenn der Kasten auf den Grund aufsteht, werden die Stangen ausgehakt und hochgezogen, wobei sie den leeren Kasten mit nach oben nehmen, weil die Haken nicht durch die Krampen am oberen Kastenrande gehen. Mit solchem Kasten



versenkten in Berlin bei der Augusta-Brücke 8 Arbeiter täglich 12 bis 13 cbm Beton.

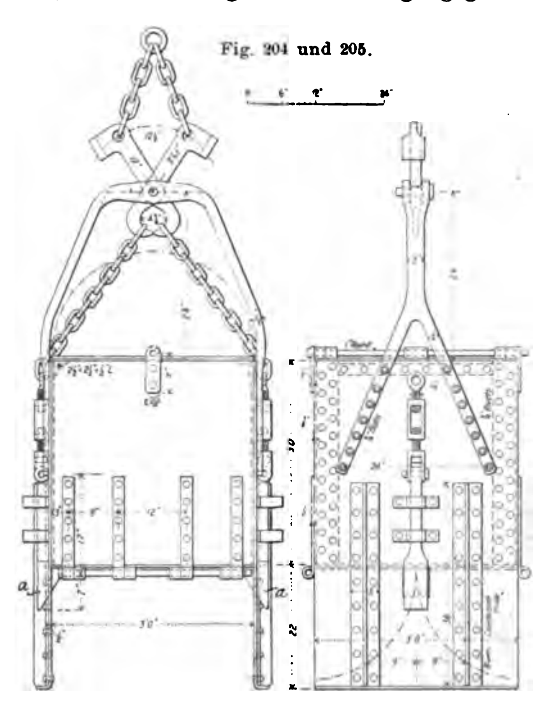
Eisernen Betonkasten (Betontrommeln) gibt man meistens eine halbzylindrische Gestalt, Fig. 194 bis 196. Die beiden Hälften des Kastens hängen, wenn sie gefüllt hinabgelassen werden, an den beiden Tauen, welche an ihren in der Achse liegenden Drehpunkten angreifen. Hat der Kasten den Grund erreicht, so werden diese Taue gelöst, dagegen wird der seitlich angreifende Kettenzug angezogen und dadurch die Trommel geöffnet und entleert. Bei dieser Form kommt der Beton während der Entleerung noch weniger mit dem Wasser in Berührung, als bei der angegebenen Form. Bei beiden ist aber streng darauf zu halten, daß die Öffnung nicht eher erfolgt, als nach Erreichung des Grundes. Um hierfür möglichste Sicherheit zu schaffen, wurden bei dem Bau der Elbbrücke bei Dömitz vom Verfasser halbzylindrische eiserne Betontrommeln angewendet, bei denen die Aufhängung in der aus Fig. 197, 198 ersichtlichen Weise angeordnet war. Wurde die Trommel gefüllt hinabgelassen, so hing sie mittels des Zuges *A D G E* an der zur Winde führenden Kette *F*. Hatte sie den Grund erreicht, so wurde durch die Schnur *M* der Haken C ausgerückt, sodaß nun die Trommel durch den Zug *R B N* mit der Windekette *F* in Verbindung trat und infolgedessen durch das Anwinden geöffnet und entleert wurde. Die Sicherheit dagegen, daß ein zu frühes Öffnen des Kastens erfolge, bestand darin, daß die Schnur *M* nur schwach war. Sie genügte vollständig, um den entlasteten Haken *C* ausrücken zu können, während sie zerriß, wenn man auszurücken versuchte, bevor der Kasten aufstand. Die Einrichtung bewährte sich sehr gut.

Beim Bau der neuen Straßenbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg hat sich der in Fig. 199 bis 203 dargestellte Betonkasten sehr gut bewährt, der sich selbsttätig unten öffnet, wenn er auf dem Grunde aufsteht und die Kette schlaff wird. Der Kasten hat nach unten aufschlagende Bodenklappen *l* (Fig. 202) und einen eisernen Führungsrahmen, an dessen aus Quadrateisen gebildeten Pfosten er mittels der Ösen *o* Fig. 200 gleiten kann. Je nachdem der Zug der Krankette, an welche die ganze Vorrichtung durch die Achse *g* angehängt wird, allein auf den Kasten oder mittels des Hakens *a* (Fig 201) auf den Führungsrahmen übertragen wird, muß der Kasten beim Anziehen der Kette sich öffnen oder geschlossen bleiben. Nach Füllung des Kastens und Einhängung des Hakens *a* über die Achse *h* durch einen Arbeiter hielt letzterer diesen Haken so lange aufrecht, bis die Kette trug. Darauf wurde der Betonkasten hinabgelassen, und sobald er den Grund erreichte und die Kette schlaff wurde, fiel *a* von selbst wieder aus. Beim Anwinden wirkte der Zug der Kette durch die Stangen *d* (Fig. 199) am Kasten. Es öffneten sich infolgedessen die Bodenklappen, wobei sie auf den seitlichen unteren Schienen rollten, und ließen den Beton ausfließen, indem der Kasten in den Führungen *h* so lange gehoben wurde, bis er oben gegen den Bügel *b* stieß und durch diesen das ganze Gestell mit nach oben nahm. Fassung des Kastens 0,75 cbm, Gewicht des Kastens 600 kg. Preis 288 M.

Die Versenkung geschah durch 1 Dampfkran, für den aber mehrere Kasten (6 Stück) beschafft waren, um schnell arbeiten zu können. Leistung durchschnittlich 65 cbm täglich. Größte Leistung 97 cbm. Kosten der Versenkung und Herstellung des Betons ausschließlich des Materiales, der Gebäude und Maschinen, aber einschließlich der Miete und Bedienung der Fahrzeuge bei den Strompfeilern 6,08 M., bei den Landpfeilern 8,07 M.

Eine amerikanische Konstruktion (Fig. 204 und 205) von W. O. Tayler, welche denselben Zweck verfolgt, hat folgende Einrichtung. Die beiden Seitenwände des Betonkastens, an denen die Scharniere der Bodenklappen nicht befestigt sind, sind soweit unter den Boden verlängert, daß die beiden Bodenklappen zwischen ihnen aufschlagen können, wenn der Kasten am Grunde auf diesen verlängerten Wänden aufsteht. Zwei Haken *a*, die sich ebenfalls selbsttätig öffnen, wenn der Kasten aufsteht, greifen durch

die verlängerten Seitenwände hindurch und halten die Bodenklappen geschlossen, so lange der Kettenzug auf die Haken wirkt. Hört der Zug an ihnen auf, so drückt das Gewicht des Betons die Klappen auf, wobei diese die Haken nach unten schieben, die dabei infolge ihrer Abschrägung gleichzeitig seitlich nach außen gedrängt werden. Bei dieser Anordnung bleibt der Beton auch beim Herausgleiten noch zwischen 4 Wänden eingeschlossen, er fällt aber, sobald die Klappen nicht mehr von den Haken gehalten werden, eine mäßige Höhe frei herab. Diese Fallhöhe kann durch Verbreiterung der Haken vermindert werden. Anderseits lassen sich auch an der Konstruktion Fig. 199 bis 203 Seitenwände anbringen, zwischen denen die Klappen sich öffnen.


Fig. 204 und 205.

Der Kasten Fig. 199 bis 203 ist übrigens bequemer wieder zu schließen, als derjenige Fig. 204 und 205, während dieser einfacher ist.

Will man den Kraftverbrauch beim Versenken von Beton mittels Kasten und Handwinden vermindern, so ist es zweckmäßig, an dem anderen Ende der Kette, welche die Betontrommel trägt, ein Gegengewicht anzubringen. Bemißt man dies so, daß es leichter ist als die gefüllte, aber schwerer als die leere Trommel, so sinkt die volle Trommel von selbst auf den Grund, während sich die leere von selbst wieder hebt. Ein Arbeiter hat also nur nötig, durch eine Bremse die Geschwindigkeit zu regeln und die Trommel oben erforderlichen Falles anzuhalten.

Bei Betonierung mit Kasten hat man sein Augenmerk besonders darauf zu richten, daß das Wasser nicht über der Betonfüllung des Kastens heftig zusammenschlägt und den Mörtel auswirft, wenn der Kasten beim Hinablassen unter dem Wasserspiegel verschwindet. Dies zu vermeiden, muß die Geschwindigkeit beim Hinablassen, namentlich in dem erwähnten Zeitraum, eine sehr mäßige sein. Damit ist unvermeidlich ein Zeitverlust verbunden; ganz abgesehen davon, daß es stetiger, gewissenhafter Aufsicht bedarf, um in dieser Beziehung gesichert zu sein. Diesen Übelstand kann man wesentlich dadurch einschränken, daß man den Betonkasten oben mit einem Stück geteerter Leinwand bedeckt, wie dies ebenfalls in Dömitz mit bestem Erfolge geschah. Die reichlich groß bemessene Leinwand wird an einer Längsseite des Kastens festgemacht, während die anderen drei Seiten durch Gewichte beschwert über den Rand herabhängen. Ist die Leinwand sehr dicht, so muß man einige Löcher in dieselbe machen, durch welche beim Eintauchen die Luft entweichen kann, weil sonst die Leinwand aufschwimmt. Bei dieser einfachen Einrichtung ist eine sehr schnelle Eintauchung der Kasten zulässig.

Einen **Betonkasten**, bei dem der Beton, wenn der Kasten sich entleert, ganz zwischen Wänden eingeschlossen ist, also möglichst wenig mit dem Wasser in Berührung kommt, zeigt Fig. 206 und 207.

Der Kasten ist oben durch Klappen verschließbar und unten ganz offen. Von den 4 Seitenwänden reichen 2 bis unten hin, während 2 nur oben aus festen Wänden, unten aber aus Klappen bestehen, welche nach innen schlagen, und wenn der Kasten, wie Fig. 206 zeigt, aufgehängt ist, durch die Ketten an dem Bügel, an dem der Kasten hängt, ungefähr unter einem rechten Winkel unten zusammenstoßen und den Boden des geschlossenen Kastens bilden. In dieser Stellung der Bodenklappen wird der Kasten also mit Beton gefüllt. Erreicht der Kasten den Grund, so senkt sich der Bügel nach unten (Fig. 207), die Bodenklappen öffnen sich, der Beton senkt sich zwischen den geschlossenen 4 Seitenwänden auf den Grund.

Selbst die Schlitze in den bis unten reichenden Seitenwänden, durch welche die Zapfen greifen, an denen die Ketten zum Schließen der Boden-



Fig. 206 (Kasten geschlossen). Fig. 207 (Klappen geöffnet).





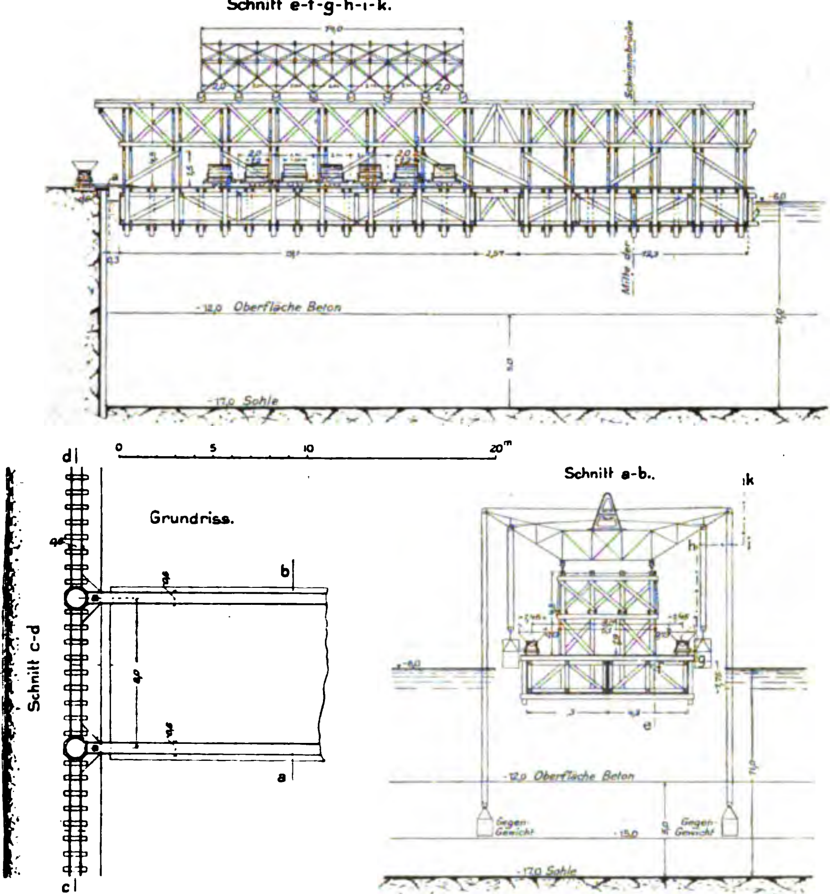
klappen angreifen, sind, wie aus den Fig. ersichtlich, durch ringförmige Blechstreifen geschlossen, welche sich mit den Bodenklappen bewegen. Um die Bodenklappen auch dann geschlossen zu halten, wenn der Kasten oben aufgestellt wird, also nicht an dem Bügel hängt, kann der Bügel in der hohen Stellung der Fig. 206 durch einen Stift, der in Fig. 207 hängend dargestellt ist, in der oberen Führungshülse festgestellt werden.

Bei Gebrauch schwimmender Rüstungen kann man mit Vorteil **eine größere Anzahl Betonkasten** neben einander anordnen, so daß die Böschungen der einzelnen Kastenfüllungen beim Entleeren sich gegenseitig decken; dadurch kann auch die Beweglichkeit der Rüstung in der einen Richtung zum Wegfall gebracht werden. In Kiel wurden von einem schwimmenden Gerüste aus mit 10 Senkkasten, von denen je 5 gleichzeitig hinabgelassen wurden, bei 0,75^{cbm} Inhalt der Kasten, täglich im Durchschnitt 110^{cbm} Boden versenkt; beim Bau der Straßen-Brücke über die Elbe bei Hamburg, mit Kasten gleicher Größe wie vor, in 12 Arbeitsstunden

80 cbm, unter Benutzung eines Laufkranes von 2000 kg Tragfähigkeit. Bequeme Zufuhr des Betons ist dabei Hauptbedingung.

Die Betonierungs-Gerüste zur Versenkung großer Betonmassen für Schleusen usw. sind in der Regel als schwimmende Brücken ausgebildet. Die Fig. 208—210 zeigt eine solche, welche unter Mitwirkung

Fig. 208—210 (Schwimmendes Gerüst zur Kastenbetonierung. Entwurf).



des Verf. von der A.-G für Hoch- u. Tiefbauten zu Frankfurt a. M. für die Submission der neuen Schleusen zu Wilhelmshaven bearbeitet wurde. Die Schwimmbrücke reicht quer durch den ganzen Spundkasten für je eine Schleusenkammer. Sie besteht aus einem kräftigen Holzgerüst, welches auf hölzernen Pontons aufgebaut ist. Auf der hölzernen Brücke läuft ein eisernes, in der Längsrichtung der Brücke auf Rollen verschiebbares Gerüst, an dem die, wie oben erwähnt, durch Gegengewichte ausgeglichenen Betonkasten — 7 auf jeder Seite — hängen. Die Winden, von denen beim Versenken für gewöhnlich nur die Bremsen benutzt werden, können von unten bedient werden und sind so eingerichtet, daß

mittels elektrischer Kraft ein voller Kasten wieder gehoben werden kann, falls er sich nicht (selbsttätig) öffnen will. Die Größe der Kasten ist auf 1 cbm bemessen, die Größe der Zufuhrwagen auf 0,5 cbm, so daß eine Kastenfüllung je 2 Wagen erfordert. Für die Zufuhr des Betons mittels Lokomotiven sind längs der Spundwände Gleise angeordnet, auf der einen Seite der Baugrube für die vollen, auf der anderen für die leeren Wagen. Zur Verbindung der Gleise mit der Schwimmbrücke befinden sich an jedem Ende der Brücke auf dem Gleise je 2 Kletterdrehscheiben, von welchen auf Klappen *a* Fig. 209 und 210 Verbindungen auf die beiden Gleise auf der Brücke hinunterführen. Der Betrieb regelt sich also dergestalt, daß ein Zug von 28 vollen Wagen von 1 Lokomotive auf der einen Seite der Brücke angefahren wird, daß diese Wagen dann von Hand über die Drehscheibe an die Kasten geschoben und in diese entleert werden, die leeren Wagen dann über die Brücke fort auf das Leergleis geschoben und hier von einer Lokomotive wieder abgeholt werden. Die Gleis-Anlage ist so getroffen, daß die Züge mit vollen und die mit leeren Wagen sich nirgends begegnen, die Wagen vielmehr stets einen Kreislauf von und nach den Beton-Mischmaschinen vollenden. Es waren 2 derartige Brücken mit je 14 Betonkasten vorgesehen und für jede nur eine durchschnittliche Leistung von 750 bis 800 cbm Beton in 24 Stunden angenommen. Die wirkliche Leistung würde erheblich größer geworden sein, da in Bremerhaven mit nur 6 ebenso großen Betonkasten eine durchschnittliche Leistung von 565 cbm in 24 Stunden erzielt wurde. Der Preis einer solchen Brücke mit 4 Kletterdrehscheiben, 14 Betonkasten, Winden, Elektromotoren usw. beträgt 66 000 M.

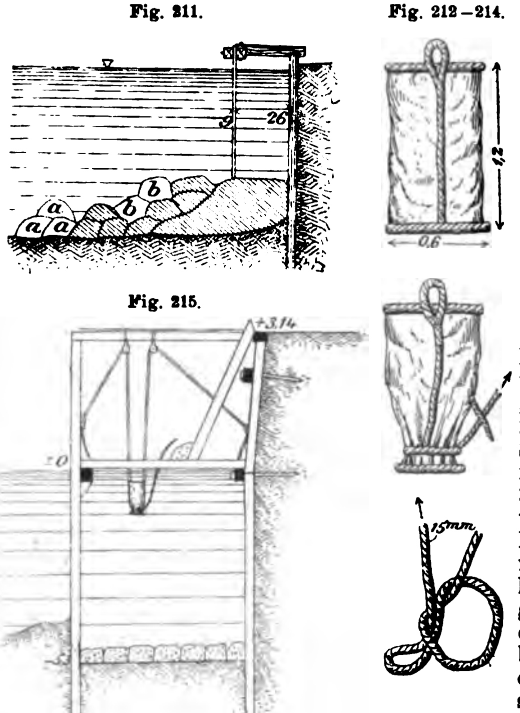


Fig. 211. Fig. 212–214. Fig. 215.

Um ein möglichst gutes Binden der einzelnen Kasten-Füllungen unter einander zu erreichen, ist es unzweckmäßig, in mehreren Lagen über einander zu schütten, und jede derselben erst durch die ganze Baugrube fertig zu stellen; vielmehr ist folgendermaßen zu verfahren: Man schüttet zunächst eine Anzahl Kasten-Füllungen *a*, Fig. 211, der untersten Lage vor, darauf gleich die Füllungen *b* der 2. Lage, und, wo größere Stärke der Betonsohle nötig ist, auch Füllungen der 3. Lage. So wird das Betonbett gleich in ganzer Höhe fertig gestellt; die nächstfolgenden Füllungen kommen auf die vorhergehenden tiefer liegenden, ehe diese abgebunden haben, und der Kalkschlamm, der sich etwa gebildet hat, sammelt sich an der tiefsten Stelle der Baugrube, d. h. auf der Sohle vor den Füllungen *a*, die ihn im weiteren Verfolg vor sich hertreiben. Gegen Ende der Betonierung kann man den Schlamm mit Sackbagger oder Pumpe vorsichtig entfernen.

3. Säcke.

Beispiele der Schüttung kleinerer Betonmassen liegen aus Kiel und Berlin vor.

Die in Kiel verwendeten Säcke, Fig. 212, 213, bestanden aus starker Leinwand (es empfiehlt sich geteerte Leinwand zu nehmen, weil diese dichter ist), waren oben und unten offen und an beiden Öffnungen durch Ringe von Tau verstärkt. Die untere Öffnung wurde durch eine Schleife geschlossen, Fig. 214, die sich von oben durch Ziehen an dem einen Ende des schließenden Taues leicht lösen ließ. Die etwa 150 l fassenden Säcke wurden an 2 Tauen hinabgelassen, welche, Fig. 215, über 2, an einem quer über die Baugrube gestrecktem Holze befestigte Rollen liefen. Auf dem Grunde angekommen, wurden die Schlingen vor der unteren Öffnung gelöst; die Säcke wurden mit der Hand hochgezogen und dabei entleert. Ein gleichmäßiger Fortschritt der Betonierung wurde dadurch erreicht, daß einmal die beiden Rollen längs des tragenden Balkenholzes und dann der Balken selbst längs der Baugrube stets um gleiche Längen verschoben werden konnten.

Abgesehen von der Beton-Bereitung, aber einschl. des 50 m weiten Transportes, waren zur Herstellung von 1 cbm Beton-Fundament, 7,2 Arbeitsstunden nötig, während die Herstellung von 1 cbm unter gleichen Voraussetzungen mittels Betonkasten nur 4,5 Arbeitsstunden erforderte. Es verhielten sich also die Leistungen und auch die Kosten (abgesehen von der Anschaffung der Geräte) bei beiden Einrichtungen: $\frac{\text{Säcke}}{\text{Kasten}} = \frac{7,2}{4,5} = 1,6.$

Das Preisverhältnis auf der Berliner Baustelle stellte sich umgekehrt; d. h. das Betonieren mit Säcken war billiger als das mit Betonkasten. Dieses erklärt sich hauptsächlich durch die bedeutende Größe der in Kiel verwendeten Kasten. (1 Kasten-Füllung = 10 Sack-Füllungen in Kiel, und 1 Kasten-Füllung = 3,5 Sack-Füllungen in Berlin. Dabei waren die in Kiel verwendeten Säcke noch ungefähr doppelt so groß, als die in Berlin.

4. Besondere Schüttungsweisen.

Bei schmalen Beton-Fangedämmen hat man, Fig. 216, den Beton in folgender Weise versenkt:

Fig. 216.

Von einem Ende des Fangedammes beginnend, schüttet man zunächst mittels eines kleinen Trichters, bis die Krone sich über Wasser zeigt. Der Beton liegt dann nach der offenen Seite des Fangedammes hin mit seiner natürlichen Böschung, deren Neigungswinkel ungefähr 30° beträgt. Von nun an wird die weitere Füllung so fortgeführt, daß man am oberen Böschungsrande über Wasser Beton mit Kasten schüttet. Jede Kasten-Füllung schiebt dann die nächst vorher geschütteten langsam zwischen den Spundwänden vorwärts; es wird die Schüttung also gleich in der vollen Höhe vorgetrieben. Diese Einrichtung, die den Vorzug hat, daß sie gar keine Apparate erfordert, wird indessen nur bei sehr vorsichtiger Ausführung befriedigende Ergebnisse liefern, und ist deshalb nur bedingungsweise zu empfehlen.

Das Monolith-System von Kinnipple. Dasselbe hat den Zweck, große zusammenhängende Betonmassen herzustellen, bei denen indessen weder auf besondere Dichtigkeit noch auf große Festigkeit das Hauptgewicht gelegt wird. Der Beton wird ohne Apparate geschüttet, aber

nicht in frisch bereitetem Zustande, sondern erst, nachdem er über Wasser eine geringe Härte erlangt hat. Der Zement wird vom Wasser nicht leicht mehr ausgespült, während der Beton noch so dehnbar ist, daß er sich, auf dem Boden angekommen, der Form desselben anschließt.

Bei diesem Verfahren muß sowohl die Festigkeit als auch die Dichtigkeit leiden: erstere, weil der Erhärtungsvorgang unterbrochen wird, und die Festigkeit, weil die Masse an Dünnflüssigkeit einbüßt. Dem ersten Übelstand kann man indessen durch Wahl von Zement mit kurzer Abbindezeit aber langsamer Erhärtung in etwas begegnen; wo es also nicht auf große Dichtigkeit, als vielmehr darauf ankommt, möglichst schnell große einheitliche Körper herzustellen, denen Strom und Wellenschlag ungefährlich sein sollen, wird dies Verfahren gute Dienste tun können.

Das Verfahren ist in England in neuerer Zeit mehrfach mit gutem Erfolge angewendet. In Greenock wurde für den Kern der Hafendämme Beton aus 1 Teil Zement und 6 Teilen Sand und Schotter, für die Außenteile aus 2 Teilen Zement und 7 Teilen Sand mit Schotter verwendet. Die letztere Mischung ließ man vor der Versenkung 3 Stunden abbinden, bis sie plastisch war, die magere Mischung aber bis zu 5 Stunden Diese Zeit hängt übrigens ganz von den Eigenschaften des Zementes ab, der verwendet wird, und muß stets sehr sorgfältig beobachtet werden. Die Außenfläche schützte man gegen Wasserangriffe anfangs durch Segeltuch oder andere Umhüllungen. In starken Strömungen oder Seegang setzte man auch unmittelbar vor der Versenkung noch eine geringe Menge schnellbindenden Zementes zu.

Fig. 217.

Bei einigen Mauern wurden die über N.W. reichenden Teile durch geböschte Seitenwände begrenzt, welche aus leicht zu handhabenden Betonblöcken von nur 82 kg Gewicht hergestellt wurden. Hinter bezw. zwischen solche Böschungswände (Fig. 217), deren Fugen mit schnell bindendem Zement vergossen wurden, schüttete man steifen Beton, welcher sich mit den Wänden zu einem einzigen Blocke verband. Bei Arbeitsunterbrechungen bedeckte man die letzte Schicht durch Bretter oder Segeltuch.

Fig. 218.

Bei einer etwas anderen Bauweise, Fig. 219, wurden zunächst in 2 ausgebaggerten Rinnen bis etwa zur Höhe von N.W. zwei Wulste oder Fußdämme aus steifem Beton hergestellt, und zwar, je nach den Eigenschaften des Zementes, den man anwendete, und den Strömungs- und Windverhältnissen, entweder durch freie Schüttung, oder nach der Sackmethode (siehe weiter

Fig. 219.

unten). In die Wulste wurden eiserne Pfähle (Fig. 218 u. 219) eingetrieben, welche durch Stangen mit einander verbunden waren, die an beiden Enden Ösen hatten. Nach der Querrichtung waren die Pfahlreihen mittels beiderseits verankerter Kabel (Fig. 219) mit einander verbunden. Jede

Pfahlreihe wurde innen durch eine mit Segeltuch gedichtete Holzwand bekleidet, zum Schutze gegen Auswaschen des Betons. Der Raum zwischen den Pfahlwänden war der Länge nach durch Querscheidewände abgeteilt, welche aus versenkten kleinen Betonblöcken gebildet wurden. Die einzelnen Abteilungen wurden dann mit plastischem Beton gefüllt, der die Fugen der Scheidewände so vollkommen ausfüllte, daß der ganze Damm einen einzigen Körper bildete.

Die oben erwähnte sogen. Sack-Methode besteht darin, daß Säcke aus durchlässigem Stoff mit Beton gefüllt auf dem Grunde als Mauer oder Damm eingebaut werden. Der durch den Stoff dringende Mörtel verbindet die Säcke zu einem gemeinsamen festen Körper. Ist der Stoff der Säcke sehr durchlässig, so verwendet man anstatt des frischen schon angebundenen Beton, stets aber möglichst wenig Wasser, wie bei Monolith-Verfahren. Dies Verfahren ist namentlich in bewegtem Wasser und bei unebenem Grunde sehr zweckmäßig, da die Säcke sich allen Unebenheiten anschmiegen und eine fast wagrechte Abgleichung der Oberfläche liefern, auf der dann die Herstellung von Hafendämmen oder Ufermauern in anderer Weise ausgeführt werden kann.

In Newhaven hat man Säcke verwendet, welche bis zu 100 t Beton enthielten. Man versenkte diese großen Säcke mit Hilfe von Klappprahmen, um sie beim Absenken möglichst ausgiebig zu unterstützen und ein Zerreißen derselben zu vermeiden. Trotz dieser Vorsicht ist zu befürchten, daß das Aufschlagen der großen Massen auf den Grund ein Platzen der Säcke herbeiführt und es dürften kleinere Säcke deshalb zweckmäßiger sein. Meistens hat man auch (zu Aberdeen, Wick, Plymouth u. a. a. O.), und zwar wohl, weil man dies befürchtete, kleinere Säcke von kaum halb so großem Inhalt angewendet.

5. Betonierung bei Frost.

Um auch bei strengem Froste (— 20°) zur Winterszeit Fundament-Betonierungen vornehmen zu können, hat man in Helsingfors folgendes Verfahren eingeschlagen.

Es handelte sich in dem einen Falle darum, das Fundament für einen Güterschuppen herzustellen, welches auf ein altes Steinkisten-Fundament einer früheren Kaimauer zu stehen kam. Um die Betonierung frostfrei ausführen zu können, wurde über der Baugrube ein auf 6 Rollwagen ruhender, in der Längsrichtung der Baugrube verschiebbarer Schuppen von 6 m Breite und 8 m Länge errichtet, der über den Rollwagen mit einem Boden versehen war und mittels Koksöfen geheizt wurde. Fig. 220—222. Die Temperatur in diesem Schuppen wurde etwa auf + 12° gehalten. Die Versenkung des Betons geschah durch 3 im Boden angebrachte Klappen *K*. Fig. 221 und 222. Die Absperrung der Baugrube von der äußeren Luft führte man auf die Länge des Schuppens durch beiderseitige bewegliche Schützen aus, in der Verlängerung der Stirnwände des Schuppens. Außerdem wurden die Seitenwände in der jeweiligen Stellung gegen den Erdboden mit Bastmatten und Holzwolle abgedichtet.

Zum Auftauen des Eises und des gefrorenen Bodens wurde vor dem Schuppen ein beweglicher Dampfkessel *D* (Fig. 221 und 222) aufgestellt und von diesem durch das Rohr *R* möglichst nahe an den Boden der Baugrube Dampf eingeleitet. Der Steinschlag und Sand wurde im Schuppen selbst angewärmt.

Um das Betonbett während des Erhärtens gegen Frost von den Seitenwänden her zu schützen, wurden diese durch eine Steinschlaghinterfüllung isoliert. Oben wurde über die fertige Bettung von einem zweiten hinter dem Schuppen stehenden Kessel *D* eine Dampfleitung gelegt und die ganze Oberfläche mit Bastmatten abgedeckt.

War die Schüttung auf diese Weise auf eine Schuppenlänge hergestellt, so wurde die Baugrube unter dem Schuppen durch eine aus Bohlen, Bastmatten und einer eingestampften Schneeschicht bestehenden Decke

eingedeckt und der Schuppen weiter geschoben. Der 1 m hohe Raum unter der Decke wurde mittels Kokseimern, die in Abständen von 7—8 m standen, geheizt. Die Befeuchtung des Betons geschah mit warmem Wasser. In 2 Tagen war der Beton genügend erhärtet.

In ähnlicher Weise wurden auch 2 Brückenpfeiler im Winter unter Schuppen ausgeführt. (S. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896 S. 518.)

Diese Winterarbeiten sind im Norden von Rußland, wo der Winter ebenso lang ist wie die milde Jahreszeit und die Flüsse meist volle sechs

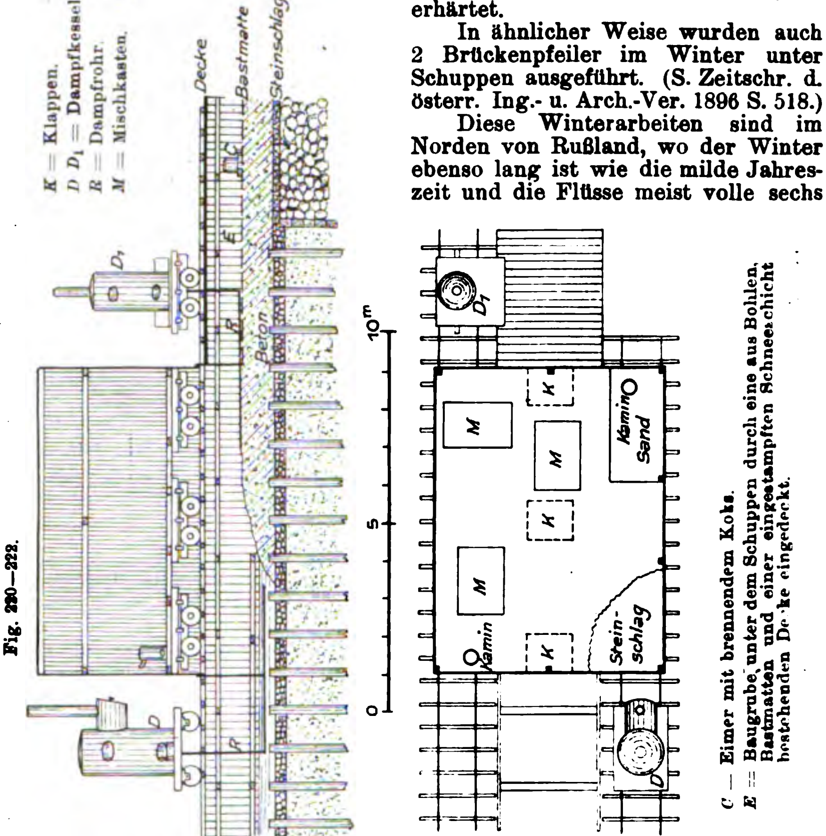
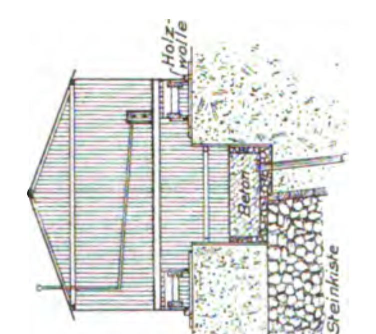


Fig. 220—222.

K = Klappen. $D\,D_1$ = Dampfkessel. R = Dampfrohr. M = Mischkasten.

C = Eimer mit brennendem Koks. E = Baugrube, unter dem Schuppen durch eine aus Bohlen, Bastmatten und einer eingestampften Schneeschicht bestehenden Decke eingedeckt.



Monate zugefroren sind, allgemein üblich.

6. Fehlerhafte Betonschüttung.

Es muß an dieser Stelle noch auf eine Unsitte aufmerksam gemacht werden, vor der ich schon vor fast 20 Jahren im „Grundbau" 1. Aufl. 1887 S. 130 gewarnt habe, die aber noch immer geübt wird. Es ist dies die althergebrachte Gewohnheit, unter der Betonschüttung eine Schicht trockenen Schotters oder Kies einzubringen.

Man beabsichtigt auf diese Weise den schlammigen Untergrund zu befestigen, und will dabei den Mörtel sparen. Selbst wenn es gelänge, diese Trockenschicht unter Wasser festzustampfen,

was außerdem garnicht zu prüfen ist, so sind die Hohlräume der Schicht doch nur mit Schlamm gefüllt, der sich später setzt, sodaß in den Hohlräumen des oberen Teiles nur Wasser übrig bleibt.

Wird jetzt Beton eingebracht, so sinkt der Mörtel aus dem Beton entweder in die Hohlräume hinein und man erhält einen schlechten Beton, oder er tut es nicht, und man erhält ein Fundament, unter dem sich Hohlräume befinden, welche dem Wasser den freien Zutritt zur Fundamentsohle lassen, sodaß gegen dieselbe der volle Auftrieb zur Geltung kommt.

Bei mit Boden hinterfüllten Kaimauern, bei denen die Mittelkraft aus Erdschub und Gewicht nicht in die Mitte der Sohle, sondern näher an die Vorderkante fällt, bildet der in der Mitte angreifende Auftrieb und die senkrechte Teilkraft der Mittelkraft daher ein Moment, welches auf Umkippen der Mauer wirkt.

Auf alle Fälle erhält man bei diesem Verfahren ein Fundament, welches sich setzen wird. Diese Setzungen können nun unschädlich verlaufen und unbemerkt bleiben, wenn beispielsweise eine lange Kaimauer in der ganzen Sohlenlage gleichmäßig in dieser Weise mißhandelt wird. Es ist dann möglich, daß sie sich gleichmäßig setzt, weil die Gewichtsverteilung eine gleichmäßige ist. Gibt man aber nur einzelnen Teilen eines Bauwerkes eine solche schlechte Unterlage oder handelt es sich um sehr ungleiche Lastverteilungen, wie bei Schleusen oder Docks, so ist ein ungleichmäßiges Setzen und damit das Entstehen von Rissen im Bauwerk die unausbleibliche Folge.[1])

Hat man Schlamm in der Baugrube und kann ihn nicht abpumpen, so muß man für die untere Schicht ganz im Gegenteil möglichst mörtelreichen Beton, aber mit möglichst wenig Wasser verwenden und mit diesem den Schlamm beiseite drängen. Ist die Baugrube ganz oder fast wasserfrei, so verfährt man am besten nach dem durch Fig. 216 dargestellten Verfahren, aber niemals verwende man trockene Steine.

In Holland hat man unlängst beim Bau einer Kaimauer in Delfzijl mittels Brunnen bei der Ausfüllung der Brunnen mit Beton in sehr richtiger Weise zu unterst eine Schicht aus trockenem Zement, Traß, Sand und Ziegelbrocken eingebracht, um etwa im Brunnen noch vorhandenes Wasser sicher zu binden und ein Aufweichen des Klaibodens zu hindern.

e. Geräte zum Stampfen von Beton.

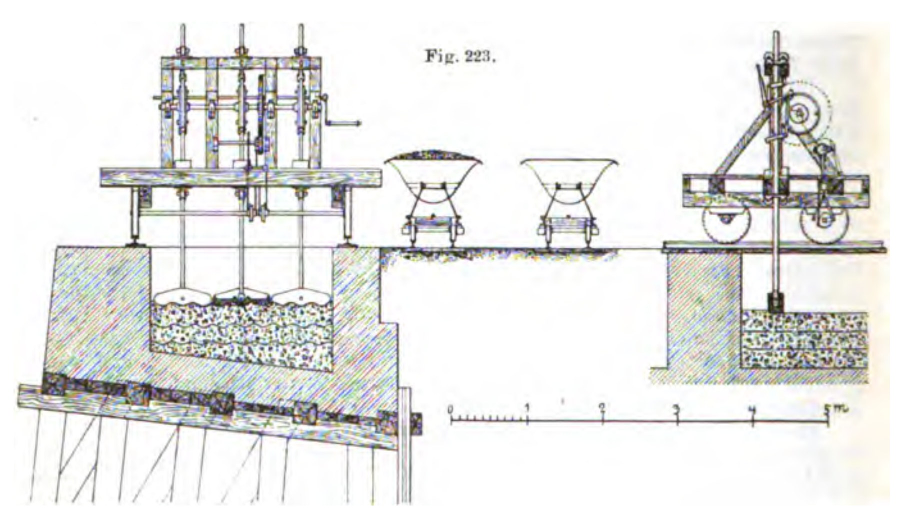
Die zunehmende Verwendung des Betons anstatt des Mauerwerkes auch zu Ausführungen über Wasser und die bei weitem größere Festigkeit, welche derselbe durch Stampfen in dünnen Lagen erhält, macht es zweckmäßig, bei größeren Ausführungen maschinelle Einrichtungen zu treffen, durch die ein möglichst gleichmäßiges Stampfen erreicht wird.

Fig. 223 zeigt eine solche Anlage, welche Vering zum Stampfen des Betons in den Aussparungen der Kaimauern für die Hafenanlagen in Bremen verwendete und die sich gut bewährte. Sie besteht aus einem Gerüst, welches auf einem Gleis läuft. In dem Gerüst hängen 3 Stampfer mit wellenförmigen unteren Flächen nebeneinander, welche mittels eines durch 4 Mann zu bedienenden Windewerkes (versehen mit Hebelverbindungen, Mitnahmescheiben und Ausrückvorrichtungen) 0,30 ^{m} von der Betonoberfläche abgehoben werden und dann kurz hintereinander frei herabfallen. Das Fallgewicht dieser Stampfer betrug 60 bis 120 ^{kg} bei 0,2 bis 0,4 ^{qm} Grundfläche. Durch eine entsprechende Verbindung des Windewerkes mit einer Laufachse des Gerüstes wurde nach jedesmaligem Anheben und Fallen der drei Stampfer eine Vorwärtsbewegung des ganzen Gerüstes mittels Einrückens einer der beiden vorhandenen Sperrklinken

[1]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1903 Heft IV S. 509 oben die Ursache und 1905 Heft I die notwendige Folge dieses Verfahrens.

(die eine für Vorwärts-, die andere für Rückwärtsbewegung) bewirkt, welche bei einer Breite der Stampfer von 40 cm etwa nur 35 cm betrug.

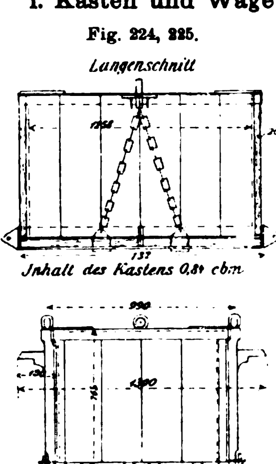
Die wellenförmige Unterfläche der Stampfer ist notwendig, weil bei geraden Flächen der Beton seitlich ausweicht, ohne genügend verdichtet zu werden.


Fig. 223.

Um Beton **unter Wasser zu stampfen**, ohne durch die Bewegung des Wassers denselben an der Oberfläche durch Spülung zu beschädigen, verwendet man eine unten wasserdicht mit wagrechtem Boden abgeschlossene weite eiserne Röhre, in deren Innerem man den Stampfer aufschlagen läßt. Die Röhre, deren Gewicht gleich dem des verdrängten Wassers gemacht wird, läßt sich leicht dicht an dicht fortbewegen, ohne das Wasser stark zu bewegen.

f. Kasten und Wagen zum Transport von Beton und Steinen.

Fig. 224, 225.



Die Fig. 224 u. 225 zeigen die Kasten, welche beim Bau der Koblenzer Rheinbrücke (Staatsbahn) benutzt wurden. Sie bestehen aus einem Gerippe von Eisen mit hölzerner Bekleidung. Der bewegliche Boden ist zweiteilig und wird durch zwei an den Seitenwänden angebrachte Haken mit Einfallklinken geschlossen gehalten.

Bei der Aufnahme des Betons wurden die Kasten durch die Last geschlossen, und die am Boden befestigten, durch die Betonmasse reichenden Ketten provisorisch mittels eines durch ein Kettenglied gesteckten Stiftes, der auf der oberen Querverbindung des Kastens ruhte, gehalten. Diese Kasten wurden zu je zweien auf Bahnmeister-Wagen zum Ufer geschafft, mittels Kran in Schiffe verladen, an das Pfeilergerüst gefahren und dort durch einen fahrbaren Dampfkran auf einen **kleinen eisernen Wagen**, Fig. 226, gesetzt. Auf der fahrbaren Bühne des Betontrichters über diesem angelangt, wurde der Kasten mittels der Bremse der Triebwelle geöffnet, in den Trichter

entleert, wieder geschlossen und zurückbefördert. Um allen Aufenthalt zu vermeiden, geschah das Abheben des leeren Kastens von dem kleinen Wagen mittels eines Handkrans, der den Kasten auf dem Gerüst bei Seite setzte, bis der Dampfkran den vollen Kasten auf den Wagen gestellt hatte, und nun den leeren mit zum Schiffe hinuntergenahm, um einen neuen gefüllten zu heben. Bei dieser Einrichtung waren auf dem Pfeiler 7 Arbeiter (einschließlich eines Maschinisten) nötig, die durchschnittlich in 1 Tag 116 cbm Beton versenkten.

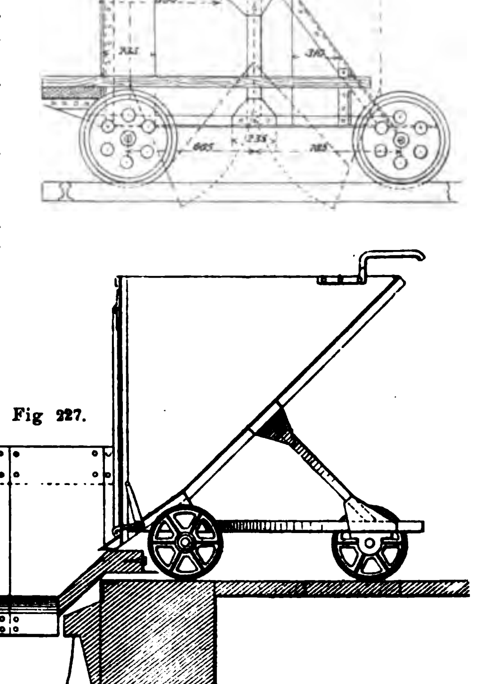


Fig. 226.

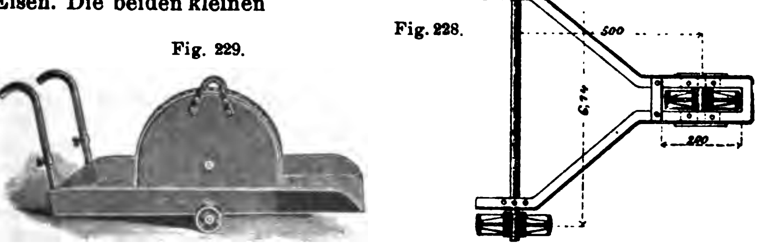
Fig. 227.

Fig. 228.

Einen anderen **Transportwagen** für Beton mit festem Kasten zeigen die Fig. 227, 228. Derselbe, beim Bau der Weichselbrücke bei Graudenz benutzt, ist im Längsschnitt dreieckig, so zwar, daß die vordere Wand senkrecht steht. Letztere bildet eine Klappe, die sich oben um eine wagrechte Achse dreht, und unten durch zwei an den Seitenwänden sitzende Häkchen geschlossen gehalten wird.

Eine zweckmäßige **Transportkarre für Steine** auf Gleisen durch einen Mann zeigt Fig. 229. Diese Karre hat in der Mitte ein großes Rad, das in einem starken Blechgehäuse eingeschlossen ist. Das Gehäuse hat oben einen starken Bügel in den der Haken der Krankette eingelegt werden kann, um die Karre mit Ladung zu heben. Das große Rad in der Mitte trägt die Last und läuft auf einer Schiene aus I-Eisen. Die beiden kleinen

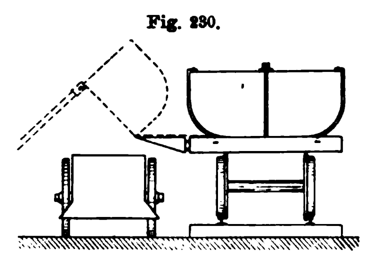
Fig. 229.



seitlichen Rollen laufen auf Bohlen oder Langhölzern und dienen zum Ausbalanzieren. 1 Mann soll mit derartiger Karre 1100 bis 1500 kg fahren können, wodurch die Transportkosten auf $^1/_6$ vermindert wurden.

Einen anderen zweckmäßigen Transportwagen zeigt Fig. 230. Er verbilligt das Umladen von Schotter, Kies und Sand von Wagen, die auf Gleisen laufen, in gewöhnliche Wagen, mit denen das Material verteilt werden soll. Die Wagenkasten der auf Gleisen laufenden Wagen bestehen aus einzelnen Teilen, deren Größe so bemessen ist, daß 1 Teil die Füllung für einen der Straßenwagen bildet. Alles weitere geht aus der Fig. hervor, nur ist noch zu bemerken, daß die einzelnen Kasten auf dem Eisenbahnwagen dadurch in ihrer Stellung gehalten werden, daß ihre senkrechten Seitenwände in der Mitte oben durch irgend einen Verschluß (etwa einen Überwurf) zusammengehalten werden, während um je zwei benachbarte Kasten Ketten geschlungen sind, welche mit ihren Enden an den oberen Außenkanten der beiden Nachbarkasten mit ihrer Mitte aber am Wagengestell befestigt sind. Die Kasten können sich also, wenn sie aufrecht stehen und in der Mitte durch den Überwurf gehalten sind, nicht seitlich verschieben.

Fig. 230.



Löst man den Überwurf und kippt sie, so wälzen sie sich auf den Ketten ab. Die keilförmige Verlängerung des Wagengestells ist löslich und wird an den Stellen aufgesteckt, wo gekippt werden soll.

g. Geräte zum Heben und Bewegen schwerer Werkstücke.

1. Steinklauen oder Wölfe.

Die gewöhnliche Steinklaue, Fig. 231 und 232, ist dreiteilig und mittels Bügel und Bolzen gemeinsam gefaßt. Der mittlere Teil hat überall gleichen rechteckigen Querschnitt, während die Steinteile nach unten an Breite zunehmen. Im Querschnitt gestaltet man die Klaue nach einer der Skizzen, Fig. 232. Die Form mit abgerundeten Ecken erleichtert die Herstellung des Loches im Werkstück sehr. Um einen guten Anschluß der Klaue an die schrägen Wände des Loches zu erreichen, wird der verbliebene Hohlraum durch Wasserspülung mit feinem Sand gefüllt.

Fig. 231, 232. Fig. 233.



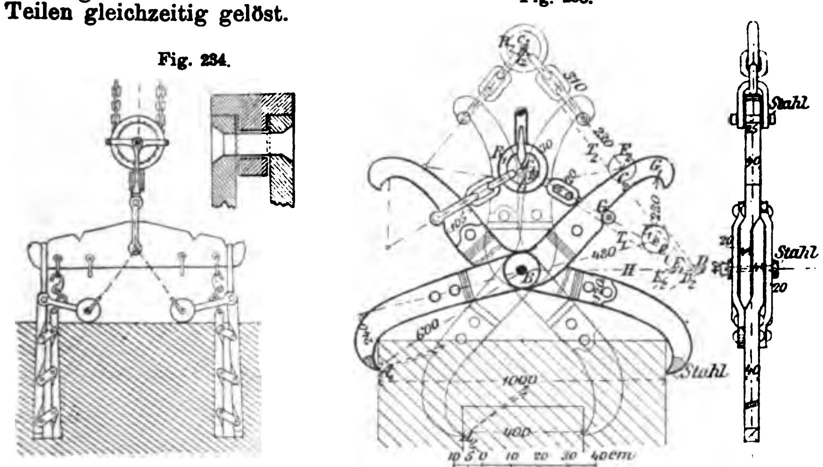
Die schwedische Klaue, Fig. 233. Der Vorzug derselben gegen die vorige besteht darin, daß sowohl die Herstellung des runden Loches billiger ist, als auch in der einfachen Art des Einsetzens. Die Klaue besteht aus einem runden Bolzen von etwa 25 cm Länge und 3—4 cm Stärke, oben mit Auge und an einer Seite von *a* bis *c* abgeplattet. In die Abplattung paßt ein Keil *b* (etwa 14 cm lang) in der Weise, daß er die Form zu einer zylindrischen ergänzt. Einem Zuge am Auge folgt nur der Bolzen, nicht der Keil *b*, wodurch das Festklemmen jenes bewirkt wird. Zur Lösung der Klaue muß der Bolzen nach unten geschlagen, oder der Keil *b* mittels eines sogen. Kuhfußes etwas angehoben werden.

Beide beschriebenen Wölfe sind nur für feste Werkstücke anwendbar, verhältnismäßig schwer zu lösen, und daher nur zum Versetzen von Steinen über Wasser oder mit Hilfe von Tauchern zu gebrauchen.

Wolf von Mathew, Fig. 234. Bei diesem, der besonders zum Verlegen künstlicher Steinblöcke, in denen bei der Herstellung die Löcher in beliebiger Länge und Weite leicht ausgespart werden können, bestimmt ist, wird der eben gedachte Übelstand vermieden. Die Seitenwände des Loches haben nach oben etwas Anlauf. Die beiden Teile jeder der beiden Klauen sind durch kurze Gelenkstangen so mit einander verbunden, daß, wenn der äußere Teil nach oben gezogen wird, beide Teile gegen die Wände des Loches gedrückt werden, während umgekehrt ein Zug an den beiden inneren Teilen sie löst. Beim Senken sind die äußeren Teile durch übergehängte Bügel mit dem eisernen Querbalken in Verbindung, während die Ketten, welche die inneren Teile des Wolfes mit dem Balken verbinden, schlaff hängen. Nach dem Versetzen des Stückes senkt man die Querbalken, bis die Bügel nicht mehr aufliegen, und hebt die mit den Bügeln fest verbundenen Gegengewichte, so daß die Bügel seitwärts von dem Querbalken abgehoben werden. Wird jetzt dieser selbst in die Höhe gewunden, so werden beide Klauen durch den Zug an den Ketten und den inneren Teilen gleichzeitig gelöst.

Fig. 235.

Fig. 234.



Steinzange von Zimmermann, Fig. 235. Dieselbe ist für größere und kleinere Steine dadurch passend gemacht, daß die unteren Enden der an der Krankette befestigten kurzen Ketten sich auf den oberen verschieben lassen. Will man kleine Stücke heben, so schiebt man die kleinen Ketten nach oben (punktierte Stellung). wodurch erreicht wird, daß sie an der Krankette einen großen Winkel mit einander bilden, der zur Erzeugung eines kräftigen Druckes der Hebel gegen den Stein notwendig ist. Bei großen Stücken nähern sich die Angriffspunkte der Ketten dem Drehpunkte des Hebels, wodurch das Übersetzungs-Verhältnis zwischen oberen und unteren Hebelarmen ungünstiger wird, trotzdem die Last wächst. Es ist dies ein Mangel des Gerätes, den man aber dadurch wieder ausgleichen kann, daß man die Ketten möglichst weit nach oben schiebt. Ein Gleiten der Ketten auf den Hebelenden ist teils durch die gebogene Form derselben verhindert, teils kann man demselben weiter dadurch vorbeugen, daß man die Berührungsflächen beider Teile mit kleinen, in einander greifenden Rippen versieht, oder auch in die oberen Hebelarme Löcher bohrt, durch die man kleine Stifte steckt. Statt der Klauen wendet Zimmermann einfache verstählte Spitzen an, die indessen bei weichen Steinen die Flächen leicht beschädigen, weshalb für solche die Klauenform den Vorzug verdient.

Zweckmäßige Haken zum Heben von Betonblöcken zeigt Fig. 236. Es werden für jeden Block 4 Haken verwendet, welche paarweise an einem Balanzier befestigt sind und in 4 Kerben eingreifen, die in dem Betonblock ausgespart sind.

Eine zweckmäßige Steinzange zum Heben schwerer Werksteine (ohne Wolf) zeigt Fig. 237. Die beiden Hebel gleiten zwischen den beiden durchlochten Stangen und werden mit Hilfe derselben in die richtige Entfernung zum Festhalten der Last eingestellt. Beim Anheben durch die Ketten kommt dann der Hebeldruck zur Geltung. Damit die Backen, welche den Stein fassen, nicht gleiten können, sind sie entsprechend rauh bearbeitet.

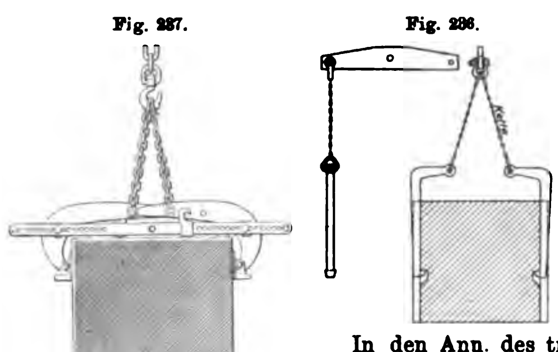


Fig. 237. Fig. 236.

In den Ann. des trav. publ. 1885, S. 1483, sind 2 Werkzeuge zum Versetzen von Betonblöcken abgebildet und beschrieben, welche dem in Fig. 234 ähneln. Ohne daß hier näher darauf eingegangen werden kann, möge nur bemerkt werden, daß besonders für Betonblöcke solche, die wie genannte Fig. 234 Zugspannungen erzeugen, mißlich sind, und daß solche, welche nach Fig. 237 nur Druckspannungen hervorrufen, den Vorzug verdienen.

2. Einrichtungen zum Transport schwerer Werkstücke.

Der Wagen von Folacci, Fig. 238, für Verkehr auf gewöhnlichen Straßen eingerichtet, ist auch ebenso leicht auf Schienengleisen zu verwenden. Die Figur zeigt den Wagen in dem Augenblicke, in welchem die beweg-

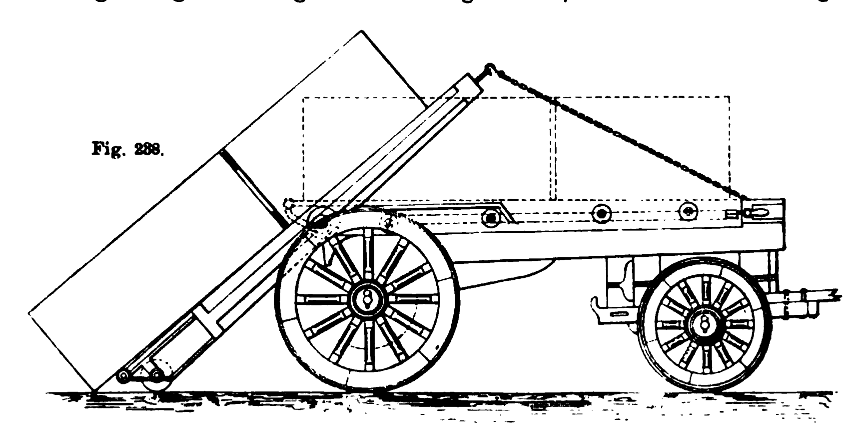


Fig. 238.

liche Plattform, auf der 2 große Werkstücke liegen, mit ihrem hinteren Ende niedergelassen ist, um die Stücke abzuladen. Die andere auf dem Gestell festsitzende Platte, welche nach hinten zu etwas abfällt, trägt quer zu ihrer Längsrichtung eiserne Achsen, auf denen an den Enden zu beiden Seiten der Platte Laufrollen drehbar befestigt sind, welche die

bewegliche Platte tragen. Gleitschienen zu jeder Seite der beweglichen Platte haben den Zweck, mittels Zapfen diese Platte in schräger Lage zu halten, wenn sie mit ihrer Belastung gekippt wird. Die Zapfen sitzen einander gegenüber, ungefähr in halber Länge der Platte. Eine Walze am Ende der beweglichen Platte stützt diese, wenn sie auf den Boden hinabgelassen ist. Oberhalb derselben und parallel zu ihr liegt eine andere — kleine — Walze, die das Abgleiten der Steine erleichtert. Eine Kette zum Halten der beweglichen Platte geht über eine Winde vorn am Wagen, die den Zweck hat, sowohl die Geschwindigkeit des Herabgleitens der beweglichen Platte zu mäßigen, als auch diese selbst leer oder mit Steinen beladen wieder auf die feste Platte zu ziehen. Um schwere Stücke aufzuladen, stellt man dieselben hochkantig hinter den Wagen und kippt die Stücke auf die Platte, bindet jene fest und windet nun die Platte auf. Zur noch weiteren Erleichterung des Auf- und Abladens empfiehlt es sich, die feste Platte etwas stärker, als in der Skizze angegeben, nach hinten abfallen zu lassen.

Die Fig. 239, 240 zeigen einen einfachen Steinwagen, der geeignet ist, schwere Steine auf nur kurze Strecken fortzuschaffen. Anstatt der Räder hat der Wagen eine eiserne oder stark mit Eisen beschlagene Walze.

Ein Kippwagen zum Bewegen schwerer Steine von 12 u. 20 t Tragfähigkeit ist im Engineer 1889, I., S. 424, dargestellt Die Steine gleiten von der mit Eisen beschlagenen Plattform in der Richtung des Eisenbahngleises, auf dem der Wagen fährt, hinab. Im übrigen bietet die Konstruktion nicht viel zu bemerken.

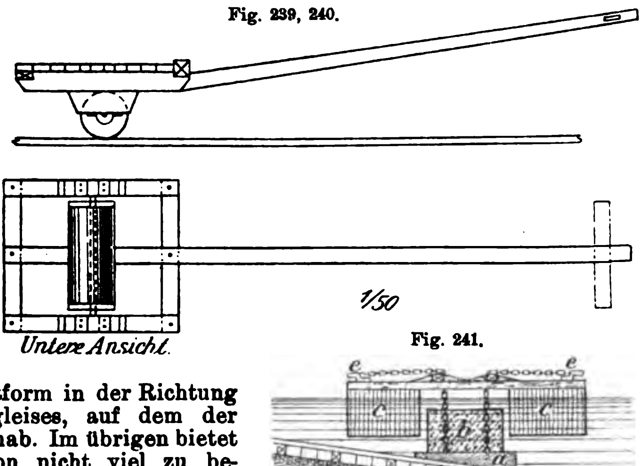


Fig. 239, 240.

Fig. 241.

Zum Versetzen großer Stücke unter Wasser ist ein Schwimm-Apparat, Fig. 241, mit Vorteil in Fiume angewendet worden. Die Betonblöcke wurden zunächst unter einem hochrädrigen Wagen dicht über der Erde hängend auf einer geneigten Ebene ins Wasser gebracht und dort auf eine Plattform *a* niedergesetzt. Alsdann wurde der Apparat über den Stein gefahren und durch Einlassen von Wasser in die Schwimmer *c* möglichst tief gesenkt. Dann wurde der Stein (*b*) durch umgeschlagene Ketten an den Apparat durch Festlegen der letzteren bei *e* befestigt, das Wasser wieder ausgepumpt und so der Stein gehoben. Damit die Ketten beim Versetzen der 11 cbm großen Stücke nicht hinderlich waren, hatte man an den Blöcken Nuten ausgespart. Jeder Kasten des Schwimmers hatte 2 getrennte Kammern und jede Kammer wieder unten einen Hahn zum Wassereinlassen, wenn man den Schwimmer senken wollte, und oben einen Gummischlauch, aus dem die Luft während des Senkens entwich. Die Schläuche waren an ihren freien Enden verschließbar. Jede Kammer hatte außerdem eine eigene Handpumpe zum Entfernen des Wassers nach Schluß des unteren Hahns. Das

genaue Versetzen der Steine unter Wasser geschah durch Taucher. Lag der Stein an richtiger Stelle, so löste der Taucher die Ketten und der Schwimmer hob sich von selbst bis zur Oberfläche. Mußte der Stein noch einmal abgehoben werden, so befestigte man ihn mit längerer Kette wiederum am Schwimmer, und hob ihn durch abermaliges Auspumpen.

Zum Verstürzen großer Blöcke wurde beim Hafen von St.-Jean-de Luz der in Fig. 242 bis 244 dargestellte Prahm benutzt. Derselbe enthält vier um wagrechte, längsschiffsliegende Achsen pendelnde Plattformen zur Aufnahme der Blöcke. Die Drehachsen liegen so, daß die unbeladenen Plattformen wagrecht stehen. Diese werden nun so beladen, daß sie nach der Wasserseite zu Übergewicht bekommen und durch Klinken c, welche mittels

Fig. 242 und 243.

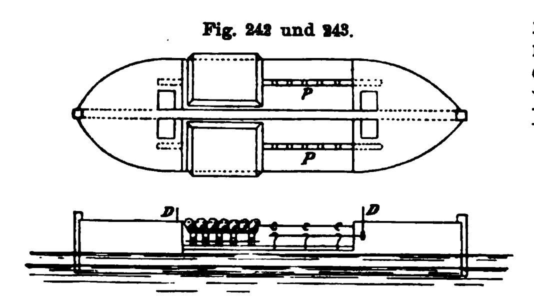
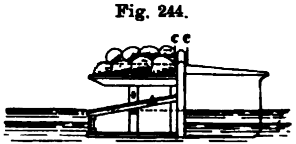


Fig. 244.



der wagrechten Eisenstangen und der Hebel D ausgelöst werden können, in dieser Lage gehalten werden. Werden die Klinken gelöst, so stellen sich die Plattformen etwa unter 30° schräg nach dem Wasser, die Blöcke gleiten ab und die leere Plattform richtet sich von selbst wieder auf.

13. Allgemeines über Flaschenzüge und Winden für Bauzwecke.

Von den Flaschenzügen sind die Differential-Flaschenzüge bei kleinen Bauten, wo nicht viele Arbeiter zur Verfügung stehen, und doch bisweilen große Lasten gehoben werden müssen, von besonderem Wert. Aber auch auf größeren Baustellen sind dieselben sehr nützlich, hauptsächlich bei Montagen von Senkungs-Apparaten, Schleusen, Bagger-Apparaten usw., wo es auf Schnelligkeit des Hebens weniger ankommt, als darauf, daß wenige geübte Arbeiter eine Leistung allein ausführen können, d. h. ohne Zuhilfenahme einer größeren Anzahl gewöhnlicher Arbeiter, die nur für das Heben erforderlich, die übrige Zeit aber unbeschäftigt sein würden. Bei Bauzwecken besteht bei Differential-Flaschenzügen mit Ketten ein Vorzug auch in dem Umstande, daß die Last in jeder Stellung stehen bleibt, ohne daß die Kette festgelegt zu werden braucht.

Sehr brauchbar für einen Differential-Flaschenzug ist häufig ein Dreifuß oder auch ein Ausleger (Zweifuß), der nach hinten durch ein Tau gehalten wird. Geht dieses wieder über einen Flaschenzug oder über eine Winde, so kann man auch ein Vor- und Rückwärtssetzen der Last in gewissen Grenzen ausführen. —

Bei allen Winden ist darauf zu sehen, daß die Bremse auf der Trommelwelle, nicht auf einem Vorgelege sitze, und daß die Kraftrichtung in den Lagern der Trommelwelle nicht gegen den Lagerdeckel gerichtet sei. Bei letzterer Einrichtung, die man freilich oft genug findet, hängt die Last an den Schrauben des Lagerdeckels, was immer recht unsicher ist. Die Stirnschilder der Winden müssen möglichst dauerhaft sein, weil die Arbeiter, die mit denselben umgehen, häufig sehr ungeübt sind, und die Schilder wohl auseinandergenommen und wieder zusammengesetzt werden, ohne daß dabei auf Genauigkeit der Stellung geachtet wird. Es würde sich empfehlen, diese Teile aus Schmiedeisen herzustellen. Bei

Herstellung aus Gußeisen sind einige Ersatzstücke vorrätig zu halten, um Betriebs-Unterbrechungen vorzubeugen.

Über sogen. Sicherheits-Winden, die für gewisse Zwecke von besonderem Wert sein können, wird auf die betreffende Literatur verwiesen.

II. Baugrund und Tiefe der Fundamente.

Literatur.

Die Tiefbohrtechnik im Dienste des Bergbaues und der Eisenbahntechnik in Beziehung auf ihren Entwicklungsstandpunkt der Gegenwart, nebst praktischen Gesichtspunkten für die Wahl der den lokalen Verhältnissen anzupassenden Bohrmethode in technischer und finanzieller Hinsicht von Leo Strippelmann, Leipzig bei G. Knapp. Enthält viel Kostenangaben. Ferner: Tecklenburg, Handbuch der Tiefbohrkunde, Leipzig bei Baumgärtner. A. Fauck, Neuerungen in der Tiefbohrtechnik. Leipzig bei Felix. — Über die Anwendung des Diamantgesteinbohrers: Deutsche Bauztg. 1876 S. 405 und 460. — Ein zweckmäßiges Bohrgerät für Boden-Untersuchungen: Zentrlbl. d. Bauv. 1888 S. 421. — Bohrungen f. d. Pfeilergründung der neuen East-River Brücke in Newyork: Engin. news 1896 II, S. 198. — Kosten ausgeführter Boden-Untersuchungen von Geibel: Zentrlbl. d. Bauv. 1899 S. 114. — Die an dem Mittelpfeiler der großen Hängebrücke über den East-River zu Newyork vorkommenden Belastungen: Scientific amer. 1876 S. 289; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877 S. 116; Engineering 1878 S. 53. — Zur Theorie des Baugrundes von Schwedler: Zentrlbl. d. Bauv. 1891 S. 90. — Belastungs-Versuche auf Eisenbahndämmen aus Sand von Schubert: Zeitschr. f. Bauw. 1891 S. 74. — Zur Frage d. Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden von Kortjümoff: Zivilingenieur 1892 S. 294. — Zur Theorie des Baugrundes von Engesser: Zentrlbl. d. Bauv. 1893 S. 306. — Vorrichtung und Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Baugrundes: Zeitschr. d. öst. Ing. u. Arch.-Ver. 1896 S. 589 u. 654; Deutsche Bauztg. 1897 S. 291; Zentrlbl. d. Bauv. 1897 S. 427, 439 u. 452. — Versuche über die Elastizität des Bodens von Föppl: Zentrlbl. d. Bauv. 1897 S. 276. — Tragfähigkeit von Klai u. Sand u. Reibungswiderstand am Pfahlumfang von Lenz ermittelt: Zeitschr. f. Bauw. 1898 S. 383. — Widerstand sandigen Bodens gegen lotrechte Lasten von Chaudy: Memoires des ing. civ. 1895 Dez. S. 607—617. — Boden-Untersuchungen im Hafen von Montevideo: Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1896 S. 377. — Über die Beanspruchung des Baugrundes bei Widerlagern: Zentrlbl. d. Bauv. 1900 S. 308. — Berechnung von Grundmauerwerk von Francke: Schweiz. Bauztg. 1900 Bd. 35 S. 145. — Über die Verteilung der exzentrischen Druckbelastung eines Mauerkörpers von Keck: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1882 S. 627 und von Mohr ebenda 1883 S. 163. — Verteilung des Pfeilerdruckes im Grundmauerwerk von R. Mayer: Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896 S. 654. — Über die Bedingungen einer gleichmäßigen Druckverteilung im Grundmauerwerk: Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897 S. 41, 96, 116, 129, 152, 187, 198.

A. Eigenschaften der verschiedenen Bodenarten.

Will man von der Einteilung in guten, mittleren und schlechten Baugrund ausgehen, so kann man zu dem guten den sogen. gewachsenen Fels, Kies, Sand, trockenen Ton und Lehm, genügend starke Schichten vorausgesetzt, rechnen, weil man auf diesen Bodenarten große Bauwerke ohne weiteres gründen darf. Als mittlerer Baugrund kann Ton und Lehm gelten, der viel Wasser enthält, sowie Boden aus Sand mit Lehm und Ton gemischt, weil derselbe erst künstlich befestigt werden muß, um die Fundamente schwerer Bauwerke tragen zu können. Zum schlechten Baugrunde zählt Mutterboden (Humus), Torf, Moor und aller aufgeschüttete Boden, wiewohl dem ersteren und letzteren Bauwerke untergeordneter Art (provisorische) auch ohne besondere Befestigung aufgesetzt werden können.

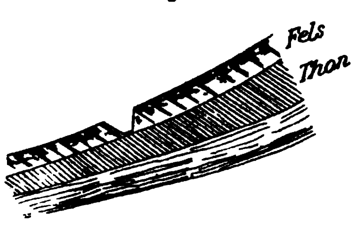
a. Fels.

Derselbe hat für die meisten Bauwerke genügende Tragfähigkeit, falls er in etwa 3 m starker geschlossener Schicht ansteht, und wenn seine Schichtung nahezu wagrecht ist. Starke Neigung der Schichten läßt leicht Rutschen befürchten, namentlich, wenn der Fels auf Ton- oder Lehmschichten ruht, Fig. 245, die an ihrer Oberfläche durch eingedrungenes Tagewasser erweicht und schlüpfrig werden können.[1]) Rutschen wird um

[1]) Wie gefährliche Rutschflächen die erweichten Oberflächen von Tonschichten bilden, zeigt der vom Ingen. Ballif in der Wochenschr. d. Österr. Ingen.- u. Archit.-Ver., Bd. I. S. 289 von der Salzburg-Tiroler Bahn mitgeteilte Fall. Dort lagen über einer undurchlässigen Tonschicht Lehmschichten, die mehrfach in der nassen Jahreszeit (Frühling und Herbst) in Bewegung gerieten, trotzdem der Neigungswinkel der Rutschfläche nur 4° betrug, wie genaue Bohrungen ergaben. Der Reibungskoeffizient war also nur: $tang\ 4° = 0{,}07$. In den trockneren Jahreszeiten (Sommer u. Winter) stand die Bewegung still. Die Lehmschicht war talwärts durch das Bett der Salzach unterbrochen. Vergl. auch Tiefenbacher: Die Rutschungen.

so sicherer eintreten, wenn noch talwärts die tragende Felsschicht infolge künstlicher oder natürlicher Einschnitte unterbrochen ist. Bei derartigem Baugrunde muß man sich also nicht nur an der Baustelle selbst genaue Kenntnis von der Bodenschichtung verschaffen, sondern auch ihren ganzen Verlauf untersuchen. Ob ein Fels geschlossen ist oder Höhlungen enthält, (namentlich häufig bei Kalkstein), kann man bisweilen schon an dem hohlen Tone beim Aufschlagen mit einem schweren Instrument erkennen. Liegen die Höhlungen dicht unter der Oberfläche, so öffnet man sie und füllt sie mit Beton aus, oder führt, wenn sie sehr groß sind, nur einzelne Pfeiler aus Mauerwerk bis auf den festen Grund hinab.

Fig. 245.



So mußten für eine Eisenbahnbrücke von nur 30 m Weite bei Bataliscia (Italien) Brunnen bis 40 m unter die Erdoberfläche hinabgeführt werden, um durch Höhlungen hindurch festen Grund zu erreichen (Giornale del genio civile 1885 S. 657), und viele Bauwerke der Orléansbahn in und um Paris sind in derselben Weise gesichert. Vergl. Kap. III Abschn. II C, Gründungen auf wandelbarem Boden.

Bei Felsarten, die durch den Frost leiden, muß die Fundament-Sohle durch reichliche Umschüttung mit Erde gegen Frostzutritt gesichert werden.

Bevor mit dem Aufsetzen des Fundamentes begonnen wird, ist verwittertes Gestein zu entfernen und die Oberfläche erforderlichen Falls in Treppenform wagrecht abzugleichen.

Besonderer Vorsicht bedarf es in Gegenden mit Bergbau-Betrieb. Bei wichtigen Bauwerken muß sich hier die Untersuchung bis in die Stollen erstrecken. Man wird diese nötigenfalls ausmauern, oder, wo solches nicht angängig, auswölben müssen. Über die Verankerungen von Wänden von Bauwerken, welche auf derartigem unterhöhltem Grunde stehen, siehe weiterhin.

Sehr gefährlich für schwere Bauwerke ist die Nähe von Salinen. Da man über die Zufluß-Richtungen unter der Oberfläche selten genau unterrichtet sein wird, bleibt meist nichts anderes übrig, als mit wichtigen Bauwerken Salinen möglichst fern zu bleiben. Dies gilt namentlich für Fabrik-Anlagen, die schweren Erschütterungen, wie sie bei Dampfhämmern vorkommen, ausgesetzt sind.

b. Kiesschichten.

Kies ist in einer Stärke der Schicht von etwa 3 m ein sehr guter Baugrund, falls er fest gelagert ist. Letzteres wird der Fall sein, wenn die Schicht aus dem Wasser abgesetzt ist, im Gegensatz zu ihrer Entstehung als Verwitterungs-Produkt von Gesteinen an steilen Abhängen oder aus Gletscher-Ablagerungen; alsdann ist die Tragfähigkeit eine weit geringere. Ferner ist es wesentlich, daß die Schicht frei von Lehmteilen sei.

c. Sandschichten.

Bei 3—4 m Mächtigkeit bilden sie ebenfalls einen guten Baugrund, wenn sie aus Wasser niedergeschlagen und fest abgelagert sind. In diesem Falle vermag selbst ganz feiner Sand, sogen. Triebsand, große ruhige Lasten zu tragen; nur darf man dessen feste Lagerung nicht durch Wasserschöpfung während der Ausführung der Mauerarbeiten zerstören. Überhaupt muß bei allen Gründungen auf Sand das Wasserschöpfen während der Aufmauerung möglichst vermieden werden, weil es die feineren Sandteilchen zum Treiben bringt, bei gröberem aber die Festigkeit der Ablagerung und damit die Tragfähigkeit vermindert. Es ist bei derartigem Baugrunde richtiger, eine Senkung des Grundwasserspiegels durch Brunnen

(s. w. unten unter Wasserbewältigung) vorzusehen, oder als unterste Fundamentschicht eine unter Wasser zu schüttende Betonlage anzuwenden, und erst nach deren Erhärtung das Wasser abzupumpen und zu mauern. Will man jedoch den Erdaushub unter Anwendung von Pumpen ausführen, so muß man wenigstens vor Beginn der Ausführung der Mauer- bezw. Betonierungs-Arbeiten dafür sorgen, daß der gelockerte Grund sich wieder festlagere und dann die Lagerung nicht weiter gestört werde. Eine feste Lagerung des Grundes erzielt man dadurch, daß man den Wasserspiegel in der Baugrube oder dem Brunnen durch Hineinpumpen von Wasser einige Zeit gegen den Grundwasser-Spiegel erhöht, sodaß durch den gelockerten Baugrund eine Strömung in der Richtung von oben nach unten, bezw. von innen nach außen stattfindet.

Flugsand-Ablagerungen sind als Baugrund zu benutzen, wenn sie gegen weitere Windwirkungen gesichert und künstlich (durch Schlämmen und Stampfen) befestigt sind.

Sandiger Baugrund in fließendem Wasser muß vor der Strömung geschützt werden.

Bei Gründungen in Triebsand hat man sich zu hüten, von mehreren nahegelegenen Fundamentgräben (Spundkasten für Brückenpfeiler) nur den einen trocken zu legen, während die übrigen voll Wasser bleiben. Es kann bei solcher Anordnung leicht ein Wasserdurchbruch (unter den Spundwänden hindurch, wenn diese mit den Spitzen noch im Sande stehen) von den volleu Baugruben nach der trockengelegten stattfinden, wodurch eine starke Lockerung des Bodens entsteht.

d. Ton- und Lehmschichten

sind bei wenig Wassergehalt und 3—4 m Mächtigkeit als guter Baugrund zu betrachten. Da diese Bodenarten eine gewisse Elastizität besitzen, so wird ein Setzen des Bauwerkes stattfinden, welches aber, wenn es gleichmäßig geschieht, ohne Nachteil ist. Um dieser Gleichmäßigkeit sicher zu sein, sorge man für möglichst gleichmäßige Belastung des Baugrundes.

Ton und Lehmboden muß sorgfältig vor Nässe und Frost bewahrt werden, da derselbe durch Aufweichen viel von seiner Tragfähigkeit einbüßt (vergl. Kap. III Abschn. I B) und durch Frost gelockert wird. Auch vor zu großer Austrocknung ist Lehm- und Tonboden zu schützen, weil er dabei stark schwindet, Risse bekommt und alsdann das Fundament zu ungleichmäßigem Setzen veranlassen kann.

Sandiger Lehm kann unter Umständen recht tragfähigen Baugrund abgeben, ist aber mit größter Sorgfalt vor Wasserzutritt zu sichern; die Gefahr ist um so größer je höher der Sandgehalt ist.

e. Wechselnde Schichtung.

1. Liegen schwächere Sand- und Kiesschichten über starken Felsschichten, so wird man im allgemeinen dieselben abräumen und auf den Fels gründen. Notwendig ist dies in fließendem Wasser, während man in stehendem, oder nicht stark bewegtem Wasser sowie im Trocknen die schwächere Sand- und Kiesschicht als tragfähig betrachten kann, falls die Felsfläche möglichst wagrecht und eben ist.

2. Liegen starke und feste Ton- oder Lehmschichten unter schwachen Sand- und Kiesschichten, so geht man bei einer Stärke der letzteren von weniger als 1 m mit der Fundament-Sohle meist bis zu ersteren hinab. Bei wichtigeren Bauwerken ist dies unbedingt erforderlich.

3. Schwache Sandschichten über Ton- und Lehmschichten sind besonders unter den Fundamenten von solchen Mauern gefährlich, bei denen die Mittelkraft der auf die Fundament-Sohle wirkenden Kräfte schräg gerichtet ist (Futtermauern) und die im Wasser stehen (Durchlässe, Kaimauern), weil das Wasser die Oberfläche der Tonschicht schlüpfrig macht und dadurch Rutschungen veranlassen kann. Bei Durchlässen kann

man dem Rutschen durch Anlage starker Herdmauern oder Sohlengewölbe vorbeugen; bei Futter- und Kaimauern muß man Verankerungen anbringen, falls die feste Ton- oder Lehmschicht nicht so mächtig sein sollte, daß ein genügend tiefes Einsenken der Fundamente in dieselbe unbedenklich erscheint.

4. Liegen schwache Lehm- und Tonschichten über starken Fels-, Sand- oder Kiesschichten, so ist es immer ratsam mit den Fundamenten bis auf die letzteren hinabzugehen, auch wenn der Lehm und Ton an und für sich fest ist. Liegt unter der Tonschicht Sand oder Kies, in denen das Fundament steht, so bildet die erstere, da sie schwer löslich ist, in fließendem Wasser einen wirksamen Schutz gegen Unterspülung. Es wird also nur eine schwache Steinschüttung erfordert, und es wäre fehlerhaft, die Tonschicht zu beseitigen, um die Steinschüttung, wie es bei Sandboden sonst in der Regel geschieht, tiefer hinabzubringen.

f. Besondere Eigenschaften von Lehm-, Ton- und Sandboden.

Lehm und Ton gleichen in vieler Beziehung den Flüssigkeiten. Und zwar tritt die Ähnlichkeit umsomehr hervor, je mehr Wasser dieselben enthalten. So hat man vielfach beobachtet, daß Tonboden, in dem ein Pfahlrost geschlagen war, sich hob, und selbst früher eingeschlagene Pfähle dabei mitnahm. Der Boden weicht wie eine zähe Flüssigkeit nach allen Seiten hin aus.[1])

Sand dagegen hat die Eigenschaft einer Flüssigkeit nur bei großer Feinheit des Korns (Flugsand) und in wassergesättigtem Zustande (Triebsand), während er trocken und von mittlerem und grobem Korn nur senkrecht und schräg nach unten ausweicht, und nur in dieser Richtung den Druck einer Belastung fortpflanzt. Besonders deutlich zeigt sich diese Eigenschaft des Sandes bei Anwendung der Sandtöpfe zum Ausrüsten von Gewölben. (Vergl. auch Kap. III, Abschn. II D.)

Die Eigenschaften zäher Flüssigkeiten zeigt der Ton auch insofern, als derselbe für den Augenblick eine starke Last zu tragen vermag, während er unter einer weit geringeren, länger ruhenden Last zusammensinkt. Dieser Umstand wirkt erschwerend bei Rammarbeiten, indem bei den Schlägen leichterer Zugrammen die Pfähle sich nach jedem Schlage mit dem Boden senken und dann wieder etwas heben (sogen. Prellschlag).

Stark zusammengedrückter Tonboden, der eine große Festigkeit hat, büßt mit der Zeit daran ein, indem die künstlich erzeugte Spannung sich allmählich ausgleicht. Hierdurch wird die Nutzwirkung rasch schlagender Rammen (Dampframmen) häufig sehr vermindert; es spricht sich dies dadurch aus, daß Pfähle, die bereits vollständig festzustehen schienen, nach kurzer Pause, in welcher die Spannungen im Boden Zeit gefunden haben, sich auszugleichen, abermals kräftig ziehen.

Sehr wasserhaltiger Ton und Lehm bedingt stets künstliche Gründung, selbst bei der größten Mächtigkeit der Lagerung. Enthält der Lehm viel Sand, so kann man allerdings den Grund durch Drainage austrocknen und tragfähiger machen. Fetter Ton dagegen läßt sich in dieser Weise nicht behandeln, schon aus dem Grunde nicht, weil er stark schwindet und rissig wird; überdem hält er einen großen Teil seines Wassergehaltes dauernd fest.

g. Mutterboden, Schlamm- und aufgeschütteter Boden

sind niemals zur unmittelbaren Aufnahme wichtiger Fundamente geeignet. Bei schwachen Schichten geht man mit den Fundamenten bis auf den tragfähigen Baugrund hinab. Wenn dies nicht möglich, ist künstliche Befestigung oder Verbreiterung der Sohle durch Sandschüttung und dergl. erforderlich.

[1]) Die Eigenschaft des Tonbodens, starkem Drucke nicht plötzlich aber allmählich auszuweichen, zeigt der Bau der gewölbten Brücke der Eisenbahn Hadamar-Westerburg (Zentralbl. d. Bauverw. 1887 S. 250). Auf solchem Baugrunde wäre eine leichtere, eiserne Brücke der gewölbten vorzuziehen gewesen.

Eine eigentümliche, schwer erklärliche Erscheinung hat man in Norfolk bei einem Boden beobachtet, der aus Moor mit eingelagerten Schichten von Sand und Kies bestand. In demselben ließen sich Spundbohlen stets nur 3—4 m tief einrammen. Namentlich ward tieferes Rammen unmöglich, sobald man eine Pause beim Rammen von selbst nur wenigen Minuten Dauer machte.

B. Ermittelung der Pressung auf den Baugrund.

Die Ermittelung der Pressung auf den Baugrund erfolgt nach den aus der Berechnung von Stütz- und Futtermauern bekannten Grundsätzen, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann. Es muß aber auf einen vom Baugrunde abhängigen Punkt aufmerksam gemacht werden, der meistens übergangen zu werden pflegt, d. i. der Auftrieb des Wassers, falls das Fundament in durchlässigem Boden liegt. Der Auftrieb, dessen Größe von der Bodenart abhängt, (vergl. Abschn. B. II) wirkt senkrecht gegen die Sohle und greift, da er in gleichmäßigem Boden auch gleichmäßig verteilt ist, im Schwerpunkt der Sohlenfläche an. Wenn nun die Mittelkraft aus den gegen das Bauwerk wirkenden von oben nach unten gerichteten und wagrechten Kräften (Erd- oder Bogenschub) in bedeutendem Abstande vom Schwerpunkt der Sohle diese schneidet, sodaß also ohne Rücksicht auf den Auftrieb eine ungleichmäßige Verteilung der Erdpressungen stattfindet, so kann es leicht eintreten, daß die größte Bodenpressung an der Fundamentkante durch den Auftrieb vergrößert wird, trotzdem der letztere die Gesamtbelastung des Bodens vermindert. (Vergl. auch Kap. I Abschn. I. F. d. 6.) Man muß daher bei durchlässigem Baugrunde, wenn man genau rechnen will, auch den Auftrieb berücksichtigen, wie dies in der zeichnerischen Untersuchung von Dock- und Schleusensohlen in Abschn. II Kap. II geschehen.

Diese Untersuchungen gestalten sich einfach, so lange die gedrückte Bodenfläche ein einfaches Rechteck ist, und die wagrechten Kräfte nur gegen eine Seite des Bauwerkes wirken. Unter anderen Verhältnissen werden sie schwieriger.

Ohne hierauf näher eingehen zu können, sei auf den Liter. Nachweis am Kopfe d. Abschn. verwiesen.

C. Größe der Tragfähigkeit.

Die meisten Felsarten haben eine rückwirkende Festigkeit, welche größer ist als diejenige des Mörtels. Ausgenommen hiervon sind vielleicht Tuffstein, Trachyt, sehr weicher Sandstein, einige Kalksteine und Konglomerate (rückwirkende Festigkeit 50, 60 bezw. 150 kg für 1 qcm), wenn man zum Vergleich guten Zementmörtel benutzt.

Über die Tragfähigkeit aller übrigen Bodenarten lassen sich allgemein gültige Angaben nicht machen, weil diese bei Sand und Kies von der Festigkeit der Ablagerungsweise, bei den übrigen Erdarten von dem Wassergehalt abhängig ist.

Für fest gelagerten Sand und Kies kann man die Tragfähigkeit in einiger Tiefe unter der Oberfläche zu mindestens 4—5 kg/qcm annehmen, und eben so groß etwa diejenige eines festen Tonbodens. (Neue Kaimauer in Antwerpen, Tower-Brücke in London.) Es kommen indessen in der Praxis sehr bedeutende Abweichungen von diesen Zahlen vor; z. B. ist man bei Schraubenpfählen mit der Belastung von sehr tief liegenden Sandschichten, ohne irgend welchen Nachteil, bis zu 8 kg und noch höher gegangen.

Ebenso hat man den festen Klai, welcher den Baugrund für eine auf Brunnen gegründete Kaimauer bei Delfzijl bildet, mit 6 kg/qcm belastet. Da die Belastung von 6 kg/qcm bei einer durch Versuche festgestellten Tragfähigkeit von 8 kg/qcm reichlich hoch erschien, hat man aber an der Vorderkante des Fundamentes in den Brunnen noch eiserne Rohre eingetrieben (Zeitschr. d. österreich. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904 S. 39).

Wesentlich für die Bemessung der Tragfähigkeit ist es, ob die Belastung nach Größe und Richtung wechselt oder nicht. In letzterem Falle sind höhere Zahlen zulässig. Von Einfluß ist ferner die Größe der Fundament-Sohle: je mehr diese zunimmt, um so höher kann man mit der spez. Belastung gehen. Ferner kommt die Tiefenlage der Fundament-Sohle in Betracht. Liegt diese so tief, daß ein seitliches Ausweichen unmöglich ist, oder ist eine Umschließung mit festen Wänden vorhanden, so kann man die spezif. Belastung steigern; umgekehrt muß man dieselbe verringern, wie z. B. bei Hochbauten, welche Kellerräume enthalten. Die Sohlen von Fundament-Mauern, welche Hohlräume umschließen, sollten niemals weniger als 30 cm unter Fußbodenhöhe der Hohlräume liegen, weil sonst ein Ausweichen der Sohle zu fürchten ist.

In Berlin, wo man den verhältnismäßig losen Sand des Baugrundes nach polizeilicher Vorschrift nur bis zu 2,5 kg belasten darf, hat sich eine höhere Belastung als ungefährlich gezeigt[1]).

Die Fundamente der Mittelpfeiler der East-River-Brücke zu Newyork drücken auf den aus festem Ton bestehenden Untergrund mit 6,0 bezw. 7,1 kg. Ungefähr ebenso groß (6,67 kg) ist die Beanspruchung der mächtigen Tonschicht, welche den großen Schornstein der Bochumer Gußstahl-Fabrik trägt.

Für Fundamente wichtiger Gebäude empfiehlt es sich, eine Probebelastung vorzunehmen, um die Größe der Tragfähigkeit zu erfahren. Wenn man diese Probe auch nur an der Oberfläche der tragfähigen Schicht ausführen kann, während die Sohle des Fundamentes häufig bedeutend tiefer gelegt wird (wie bei Brückenpfeilern), so gestattet sie doch immerhin einen Schluß auf die Tragfähigkeit in der Tiefe, die ja im allgemeinen die größere ist. Insbesondere gilt dies von allen aus Wasser niedergeschlagenen Erdarten und selbst von flüssigem Schlamm. Bei letzterem erklärt sich das schon daraus, daß der Fundament-Körper, je tiefer er eintaucht, desto mehr an Schlammteilen verdrängt. Da die schweren Teile des Schlammes unten schwimmen, muß zudem der Gewichtsverlust der Last in der Tiefe am größten sein. Ausnahmen von dieser Regel machen jedoch Sandschichten, die nicht aus Wasser niedergeschlagen wurden, und auch solche, die nicht von Grundwasser durchzogen sind, namentlich, wenn sie Lehm enthalten. Solche Schichten können durch nur wenig eingedrungenes Tagewasser an der Oberfläche fester gelagert sein, als in der Tiefe.

Das Gesetz, nach welchem die Tragfähigkeit mit der Tiefe zunimmt, ist leider noch ungenügend erforscht. Hagen[2]) entwickelt zwar Formeln, nach denen die Tragfähigkeit für Sandboden allgemein einem Ausdruck von der Form $g = \alpha + \beta e^2$ und für Ton von der Form $g = \alpha^1 + \beta^1 e$ entspricht (worin g die Tragfähigkeit der Einheit des Baugrundes, α und β Zahlenwerte und e die Tiefe bedeutet, bis zu welcher ein Stäbchen durch die betr. Last in den zu untersuchenden Boden eingedrückt wurde). Die Art und Weise der Ermittelung jedoch entsprach mehr dem Vorgange beim Rammen, wie auch die Form des belasteten Körpers derjenigen eines Pfahles, mit dem Unterschiede nur, daß die Belastung eine ruhende war. Daher können die Ergebnisse kein Bild von der Tragfähigkeit der Bodenart in den verschiedenen Tiefen bei ihrer ursprünglichen Lagerungsweise liefern, sondern nur von derjenigen, welche sie annahm, nachdem sie durch den eindringenden Stab zusammengedrückt ward. Die

[1]) Bei den Viadukten der Berliner Stadteisenbahn sind 4,5 kg/qcm als obere Grenze angenommen worden, auf Grund von besonderen Ermittelungen, die s. Z. beim Bau der Berliner Verbindungsbahn angestellt worden waren. Dabei hatte sich gezeigt, daß der sandige Untergrund in und bei Berlin, wenn die Last gleichförmig verteilt, und ein geringes Setzen für das Bauwerk nicht nachteilig ist, weit höher als bis zur obigen Grenze belastet werden darf, daß aber bei den Pfeilern gewölbter Bauten, bei welchen der Druck sowohl der Größe als der Richtung nach wechselt, die Grenze von 4,5 kg nicht überschritten werden darf. (Deutsche Bauztg. 1874, S. 497.)

[2]) Handb. d. Wasserbaukunst, Bd. I.

für die Tragfähigkeit von Tonboden aufgestellte Formel zeigt jedoch das ähnliche Verhalten dieses Bodens mit dem von Flüssigkeiten.

Da Sand weniger elastisch als Ton ist und auch bei Überlastung schwerer seitlich ausweicht als dieser, so wird die Tragfähigkeit desselben mit der Tiefe stärker zunehmen als bei Ton; auch dies bestätigen die Hagen'schen Versuche.

Die Tragfähigkeit g einer Bodenart in der Tiefe t unter der Oberfläche läßt sich aus 3 Teilen zusammengesetzt denken:

1) Aus der Tragfähigkeit an der Oberfläche, die mit g_0 bezeichnet sei.

2) Aus der Zunahme der Tragfähigkeit infolge der Belastung durch die darüber liegenden Erdmassen. Diese Belastung wirkt in doppelter Beziehung vermehrend auf die Tragfähigkeit ein. Einmal dadurch, daß sie die Schichten in der Tiefe verdichtet, sowie zweitens dadurch, daß, wenn man von der Elastizität des Bodens absieht, ein Einsinken eines überlasteten Fundamentes nur dann stattfinden kann, wenn die unter der Fundament-Sohle verdrängten Bodenmassen seitlich ausweichend, die neben dem Fundament lagernden Massen verschieben und heben. Diese Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe muß also eine Funktion des Gewichtes γ der Kubikeinheit des Bodens und der Tiefe t, oder allgemein $= f(\gamma, t)$ sein.

Zur näheren Entwickelung von $f(\gamma, t)$ fehlen die nötigen Unterlagen, die nur durch Versuche zu ermitteln wären[1]). Die geringste Größe von $f(\gamma, t)$ muß das Produkt γt sein, welches einem vollständig flüssigen Zustande entspräche, bei dem die Tragfähigkeit um so viel mit der Tiefe zunimmt, als an Flüssigkeit verdrängt wird.

3) Die Tragfähigkeit wird in der Tiefe auch noch durch die Reibung vermehrt, welche zwischen dem umgebenden Erdreich und den Seitenwänden des Fundamentes ausgeübt wird, und die gleichsam einen Teil der Belastung, bevor derselbe auf der Fundament-Sohle zur Wirkung gelangt, seitlich auf eine größere Fläche überträgt. Die Reibung R für die Längeneinheit des Umfanges ist $= \mu H$, wenn μ den Reibungskoeffizienten und H den Horizontalschub des Bodens auf die Längeneinheit bezeichnet.

Es sind nun allerdings Reibungs-Koeffizienten[2]) durch Versuche ermittelt, und könnte man H nach der bekannten Formel; $H = \gamma \frac{t^2}{2} \, tang^2 (45^0 - \varphi/_2)$ berechnen[3]), worin γ und t die Bedeutung wie vor haben, während φ den

[1]) Die Versuche würden etwa in der Weise anzustellen sein, daß in Bohrlöchern in verschiedenen Tiefen mittels Stempel Belastungen ausgeführt würden. Die Fußplatten der Stempel müßten nur am unteren Ende möglichst genau in die Futterrohre des Bohrloches passen, auf ihrer übrigen Länge aber Spielraum haben, um Reibung an den Seiten zu vermeiden.

[2]) Schmoll v. Eisenwerth teilt in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1877, H. 10 folgende von ihm aus je 10 Versuchen ermittelte Reibungskoeffizienten mit:

Bezeichnung der Materialien	Reibungs-Koeffizenten			
	d. Ruhe	d. Bewegung	d. Ruhe	d. Bewegung
	für trockene Materialien		für nasse Materialien	
Eisenblech ohne Niete a. Schotter u. Sand	0,4015	0.4583	0,3348	0,4409
Eisenblech mit Nieten „ „ „ „	0,3965	0,4911	0,4677	0,5481
Gußeisen ungehobelt „ „ „ „	0,8677	0,4668	0,3646	0,4968
Granit rauh bearbeit. „ „ „ „	0,4266	0,5368	0,4104	0,4800
Tannenholz geschnitt. „ „ „ „	0,4088	0,5109	0,4106	0,4985
Eisenblech ohne Nieten auf Wellsand	0,5361	0.6313	0,3655	0,3247
Eisenblech mit Nieten „ „	0,7268	0,8391	0,5156	0,4977
Gußeisen ungehobelt „ „	0,5636	0,6063	0,4744	0,3796
Granit rauh bearbeitet „ „	0,6473	0,7000	0,4728	0,5291
Tannenholz geschnitten „ „	0,6633	0,7340	0,5787	0,4793

[3]) An der erwähnten Stelle gibt Schmoll v. Eisenwerth die auf folgender Seite mitgeteilten Gewichte γ für verschiedene Erdarten:

natürlichen Böschungs-Winkel der Bodenart bezeichnet[1]). Indessen stimmen die berechneten Werte von R nicht mit den beobachteten überein; für mittlere ($t = 5-7$ m) sind die ersteren bedeutend zu klein (etwa 33 %), für größere dagegen (10 m und darüber) wieder um eben so viel zu groß. Es hat dies seinen Grund darin, daß aller Wahrscheinlichkeit nach der Böschungs-Winkel φ mit der Tiefe, d. i. mit der Zunahme der Belastung, sich verändert, indem er im Verhältnis der Belastung durch den Erddruck wächst. Diese bereits von Schmoll v. Eisenwerth in seinen „Mitteilungen über pneumatische Fundierungen usw."[2]) ausgesprochene Vermutung beruht auf den Beobachtungen von Reibungs-Widerständen, welche derselbe bei Luftdruck-Gründungen anstellte. Verf. fand dieselbe neuerdings bestätigt durch Beobachtungen, welche der Engländer Boyle bei der Gründung der Brücke über den Rokugo in Japan an Senkbrunnen machte.[3])

Diese Ansicht bestätigen auch Versuche über Reibungs-Koeffizienten von Hele und Edward Shaw (Engineering 1887, Aug. S. 198), welche zeigen, daß diese Koeffizienten mit zunehmender Pressung wachsen. Desgl. die Versuche von L. Leggue (Ann. des ponts et chauss. 1888 S. 788—928, auszüglich auch: Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886 S. 483).

Als mittlere Werte der Reibungs-Widerstände kann man bis zu 14 m Tiefe die folgenden annehmen:

Nr.	Bezeichnung	Mittl. Reib.-Widerstd. für 1 qm in kg
1	Grober Sand und Kies auf Gußeisen	1500
2	„ „ „ „ „ Eisenblech mit Nieten	2500
3	„ „ „ „ „ rauhem Mauerwerk	3500
4	„ „ „ „ „ glatt geriebenem Zementputz	1500
5	Ziegelmauerwerk an Schlick (Exc. Min. of Proc., 1880—81)	1000
6	Abwechselnde Lagen von Ton und vulkanischer Asche auf Ziegelmauerwerk (Boyle, Rokugo-Brücke)	2000
7	Derselbe Boden auf Gußeisen	1600
8	Weicher Ton auf Holz (Maasbr. bei Rotterd., Ann. ind. 1874)	1860 [4])
9	Sehr steifer Ton auf Holz (Hurtzig: Excerpt. Min.)	6000 [4])

Zu Anmerkung 3 auf voriger Seite 123.

1 cbm	Wellsand, erdfeucht, aus über dem Grundwasser gelegenen Gelände gewonnen, in der Anschüttung gemessen	1085—1200 kg
1 „	Wellsand über Feuer getrocknet	1300—1375 „
1 „	Wellsand mit Wasser gesättigt	1750—1820 „
1 „	Schlamm „ „ „	1645—1731 „
1 „	„ über Feuer getrocknet	1150 „
1 „	Schlammbrei, erdfeucht, aus über dem Grundwasser gelegenen Gelände gewonnen, aber häufig überschwemmt gewesen	1815 „
1 „	Schotter mit Sand gebaggert, noch naß	1875 „
1 „	„ „ „ „, vollständig mit Wasser gesättigt	2190 „
1 „	„ „ „ „, erdfeucht, über dem Grundwasser gewonnen	1830 „

Andere ausführliche Gewichtsangaben verschiedener Erdarten findet man in der Zeitschr. d. Österr. Ingen.- u. Archit.-Ver., Bd. XXIII, S. 274, sowie in v. Ott's Vorträgen über Baumechanik.

[1]) Häseler gibt im Handb. d. Ingen.-Wissensch. für φ und γ folgende Werte:

Erdart	Nat. Böschungsw. %	Gew. v. 1 cbm kg	Erdart	Nat. Böschungsw. %	Gew. v. 1 cbm kg
Dammerde trocken	40	1400	Sand trocken	35	1640
„ natürlich feucht	45	1580	„ natürlich feucht	40	1770
„ mit Wasser ges.	27	1800	„ mit Wasser gesättigt	24	2000
Lehm trocken	40	1500	Gerölle, eckig, trocken	45	1770
„ natürlich feucht	45	1550	„ rundlich, trocken	30	1770
„ mit Wasser gesättigt	17	2040			

Für sehr feinen Triebsand und Schlamm ist der Winkel φ nahezu $= 0$.

[2]) Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ingen. 1877, H. 10.

[3]) Hurtzig, Excerpt Min. of Proceed. of the Instit. of Civil-Engin.; London. Sess. 1881-82.

[4]) Diese Ziffern sind aus dem Widerstande ermittelt, welchen Pfähle dem Ausziehen entgegen setzen.

Der hohe Widerstand zeigte sich bei eingerammten **Pfählen**, die den Boden durch ihr Eindringen bedeutend verdichtet hatten. Bei **Brunnen** und **Senkkasten**, die man in Ton einsenkt, wird man auf eine solche Größe nicht rechnen dürfen, weil die Berührung mit dem Boden keine so innige sein wird. Es empfiehlt sich also für diese Fälle nur etwa $^1/_3$ oder $^1/_2$ der für die Pfähle ermittelten Widerstände anzunehmen, also etwa ebensoviel wie für Mauerwerk oder Eisen und Sand.

Bezeichnen wir die Grundfläche eines Fundamentes mit G, den Umfang mit U, so drückt sich nach dem Vorigen die Tragfähigkeit g_t für 1 qm in einer Tiefe t unter der Oberfläche allgemein aus durch:

$$1. \quad g_t = g_0 + f(\gamma, t) + \frac{UR}{G}.$$

Für groben Sand und Kies und senkrecht gemauerte Umfangsfläche würde γ bei wassergesättigtem Boden = 2190, $R = 3000$ sein. Nehmen wir für $f(\gamma, t)$ den vorhin angegebenen geringsten Wert γt und ferner $g_0 = 25000$ kg/qm, so erhalten wir:

$$2. \quad g_t = 25000 + 2190\,t + \frac{3000\,U}{G}.$$

Die hier zugrunde liegenden Verhältnisse werden bei Pfeiler-Gründungen in Flüssen sehr häufig zutreffen. Wie bedeutend der Einfluß der beiden letzten Glieder der Formel (1) ist, erkennt man daran, daß bei Auskolkungen Pfeiler bereits Senkungen zeigen, **lange bevor die Fundament-Sohle an irgend einer Stelle freigelegt** worden ist.

Erwähnt sei ferner, daß auch die **Wasserhöhe** über der Fundament-Sohle bei der Anwendung der Formel (2) mit in Rechnung zu ziehen ist. Läge z. B. ein Pfeiler-Fundament in der Tiefe t unter der Sohle, und betrüge die geringste Wassertiefe in m (t_w), so würde (2) lauten:

$$g_t = g_0 + 2190\,t + 1000\,t_w + \frac{3000\,U}{G}.$$

Der oben schon erwähnte Einfluß der Größe der belasteten Fläche auf die Tragfähigkeit erklärt sich meistens daraus, daß bei kleinen Flächen der Boden leichter nach allen Seiten ausweichen kann, als bei größeren. Auch diese Verhältnisse sind noch nicht genügend erklärt; man weiß nur, daß bei gleichem Flächeninhalt **kreisrunde** Fundament-Flächen die vorteilhaftesten sind, wogegen dieselben, weil sie den geringsten Inhalt der Umfangsfläche bieten, am wenigsten Reibungs-Widerstand erfahren. Da die Vermehrung der Tragfähigkeit durch die Reibung aber größer sein dürfte als diejenige, welche durch die Vergrößerung der kleinsten Grundflächen-Ausdehnung entsteht, so wird bei Fundamenten, die **tief** im Boden stecken, die runde Form da weniger zu empfehlen sein, wo dieselbe nicht etwa wegen der leichteren Ausführung den Vorzug besitzt.

Es seien noch die Ergebnisse[2]) einiger unmittelbaren **Belastungs-Proben** umstehend (Seite 126) mitgeteilt.

Am tragfähigsten zeigte sich danach künstlich befestigte Sandschüttung, bei der sich die Platte unter der Belastung von 20700 kg/qm im ganzen um 6,5 mm senkte, darauf aber bis zu 35250 kg Belastung keine weitere Senkung erkennen ließ.

In zweiter Linie steht der gewachsene Boden und in dritter der bereits 200 Jahre gelagerte aufgeschüttete Sand, der sich, soweit die angestellten Versuche reichen, um 50% nachgiebiger zeigte.

Die Zulässigkeit der unmittelbaren Übertragung dieser Ergebnisse auf Fälle der Wirklichkeit ist indessen bezweifelt worden. Im Jahrg. 1881, S. 403 der Deutsch. Bauztg. machte **Lehmann** mit Recht (s. weiter unten) auf den Einfluß, den die **Größe der Belastungs-Fläche** übt, aufmerksam und sprach Zweifel daran aus, daß bei Belastung einer Fläche von nur

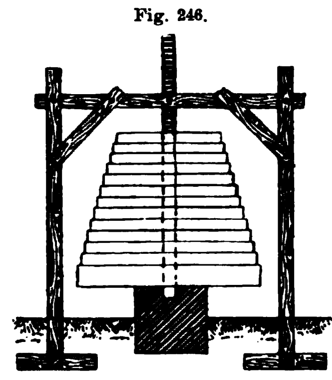
[2]) Zeitschr. f. Bauw., Bd. XIII, S. 629.

Druck in kg f. 1 qm, bei welchem die Senkung eintrat	Senkungen in mm im ganzen		
	Künstl. Sandschüttung in dünn. Lagen hergest., eingeschlemmt u. gestampft. Größe d. belastet. Fläche 0,0985 qm	200 Jahre lagernder aufgeschütt. Sandbod. Größe d. belast. Fläche 0,0985 qm	Gewachsen. Sand. oberh. d. Grundwassers. Größe der belasteten Fläche 0,0985 qm
kg	mm	mm	mm
15 640	—	13,1	4,4
17 360	3,3	—	—
20 100	6,5	—	—
20 360	—	—	—
22 090	—	26,15	13,1
23 060	—	39,23	26,15
26 360	—	—	—
28 960	—	—	—
35 250	—	—	—

0,0985 qm (1 □ Fuß) wie hier, Zahlenwerte von einiger Brauchbarkeit für die Baupraxis gewonnen werden könnten; die Werte, welche man dabei fände, seien viel zu klein und führten deshalb u. Umst. zur Wahl unnötig großer Fundamente. Indem diese Ansichten im einzelnen begründet werden, machte Lehmann den Vorschlag, Belastungs-Flächen von 1 qm, jedenfalls nicht unter 0,64 qm Größe zu benutzen und alsdann diejenigen Zahlen für die Tragfähigkeit anzunehmen, welche sich bei einer Senkung der Belastungs-Fläche bis etwa 25 mm ergeben, weil ein gleichmäßiges Setzen des Bauwerkes bis zu 25 mm wohl nur in Ausnahmefällen bedenklich sein würde; zudem sei dieses bei größerer Ausdehnung des Fundamentes nicht einmal zu erwarten.

Lehmann macht alsdann auch einen Vorschlag für eine einfache und zweckmäßige Belastungs-Vorrichtung. Dieselbe soll, Fig. 246, aus einem vierseitigen festen Gerüst bestehen, in dessen Mitte ein würfelförmiger Mauerkörper unter Verwendung von Zementmörtel und mit möglichst glatten Umfangsflächen aufgeführt wird. Der Mauerklotz wird etwa bis zur Hälfte eingesenkt und trägt eine mit ihm sicher verbundene geteilte Latte, auf der die erfolgte Einsenkung ablesbar ist. Die obere Fläche des Klotzes dient zur Aufnahme der Belastung.

Fig. 246.



Einen Apparat zur Prüfung der Tragfähigkeit des Baugrundes hat auch R. Mayer sich patentieren lassen, bei dem ein Stempel von 5 bis 20 qcm Grundfläche belastet wird und die Einsenkung des Stempels in den Boden an einer Skala abgelesen werden kann. Da der Stempel sehr klein ist, so gilt was oben über derartige Versuche gesagt ist auch hier. Näheres Zentrbl. der Bauv. 1897 S. 427 u. D. Bauztg. 1897 S. 291.

Über die Tragfähigkeit von mit Triebsand gemischtem Schlamm, wie derselbe an Meeresküsten vorkommt, gibt eine in Kiel angestellte Probebelastung Auskunft. Bei derselben wurde ein Pfahl von 30 cm Durchm., der unten gerade abgeschnitten war, am oberen Ende belastet. Die Tafel auf folgender Seite gibt die aus den Beobachtungen abgeleiteten Ergebnisse.

Der Grund bestand (von oben aus gerechnet) aus: 0,95 m reinem Moorboden, darauf folgend 4,2 m hoch Moorboden mit Triebsand gemischt, und zwar letzterer mit der Tiefe zunehmend, darunter endlich Kies mit Triebsand und wenig Ton. Letztere Schicht begann 10,5 m unter Wasser, so daß mit dem letzten ruckweisen Sinken der Pfahl bereits in dieselbe eingedrungen war. Es wurde zwar in dieser Stellung die Belastung noch fortgesetzt, aber nicht bis zum weiteren Einsinken. Die Tragfähigkeits-Angabe von

Die Unterkante d. Pfahls stand		Tragfähigk. f. 1 qm Grundfl. ohne Adhäs. an der Seitenfl.	Durchschn. Größe d. Adhäs. f. 1 qm d. Seitenfl. b. d. verschied. Einsenkungstief.	Bemerkungen:
unter Wasserspiegel m	unter d. Sohle m	kg	kg	
5,85	0,5	31075	1863	Die Einsenkung erfolgte allmählig bei zunehmender Belastung.
8,35	3,0	42070	492	Die Einsenkung erfolgte von 0,5 auf 3,0 von 3,0 auf 4,8 und von 4,8 auf 5,6 m unter d. Sohle ruckweise.
10,15	4,8	63154	663	
10,95	5,6	105587	nicht ermittelt	

105 587 kg/qm ist daher noch nicht, wie die Angaben bei den übrigen Stellungen, als Grenzwert anzusehen; der Pfahl blieb vielmehr auch noch bei einer Belastung von 124 000 kg/qm unbeweglich.

Das ruckweise Sinken dürfte sich daraus erklären, daß bei Boden wie dem vorliegenden die Adhäsion eine besondere Rolle spielt. Sie wirkt nur so lange, als der Pfahl in Ruhe ist; wenn die Belastung schließlich in irgend einer Stellung so groß geworden ist, daß sie größer wäre als die Summe der ihr entgegen wirkenden Kräfte (Tragfähigkeit des Bodens unter der Grundfläche, Reibung und Adhäsion an der Umfangsfläche), beginnt der Pfahl zu sinken. In demselben Augenblicke hört die Wirkung der Adhäsion auf; es bleiben nur noch Tragfähigkeit und Reibung übrig, und Folge dieser großen plötzlichen Widerstands-Verminderung ist das ruckweise Einsinken bis zu einer Tiefe, in der Tragfähigkeit und Reibung allein zur Aufnahme der Last genügen.

Nach diesem Gesichtspunkte ist die durchschnittliche Adhäsion für die 3 Stellungen des Pfahles berechnet. Dieselbe zeigt sich in der oberen reinen Schlammschicht am stärksten (1863 kg/qm), dagegen in der mittleren Stellung am schwächsten, nimmt also, vermutlich infolge des wechselnden Druckes, mit der Tiefe wieder zu. Die Ergebnisse zeigen zunächst wiederum den bedeutenden Einfluß der Tiefe auf die Tragfähigkeit bei allen Bodenarten. Denn wenn auch zuzugeben ist, daß, wie bei den Hagen'schen Versuchen, ein Zusammendrücken des Bodens unter dem Pfahle stattgefunden hat, so kann dasselbe doch bei diesem Boden (der gebaggert ohne meßbare Böschung auseinander floß) jedenfalls nicht so groß gewesen sein, um die bedeutende Steigerung der Tragfähigkeit zu erklären, weil er nach Art der Flüssigkeiten seitlich zu leicht auswich. Nehmen wir das Gewicht γ von 1 cbm dieses Schlammes zu 1500 kg an, so berechnet sich die Zunahme der Tragfähigkeit bei der Senkung von 0,5 m unter der Sohle bis 3,0 m unter derselben zu 2,93 γt (t = Tiefe) und von da bis 4,8 m unter der Sohle zu 4,97 γt, die Tragfähigkeit unberücksichtigt, welche durch Adhäsion erzeugt wird. Da die Reibung in diesem Boden verhältnismäßig unbedeutend ist, so ist die Zunahme fast ausschließlich der dichteren Lagerung des Bodens unter dem stärkeren Druck zuzuschreiben, also $f(\gamma, t)$ Gleichung (1) Seite 125.

Wird daher in Gleichung 2 $f(\gamma, t)$ nur gleich dem Produkte γt gesetzt, so liefert dieselbe bereits Werte, die der Hinzufügung eines Sicherheitskoeffizienten nicht mehr bedürfen.

Die Tragfähigkeit der Sand- und Schlamm-Mischung zeigt sich infolge der größeren Tiefe sogar größer, als die des gewachsenen Sandes von der Art, wie er in den Versuchen vorlag, deren Ergebnisse in der Tabelle S. 126 mitgeteilt sind.

Eine ähnliche im Laibacher Moor angestellte Probe ergab[1]) 14000 kg/qm Tragfähigkeit; es ist dabei aber die Tiefenlage der tragenden Schicht nicht angegeben.

Bei der Ermittelung der Last, welche auf die Fundament-Sohle drückt, ist, nicht nur das von dem Bauwerk selbst herrührende Gewicht, sondern auch das Gewicht von Erdreich und Wasser zu berücksichtigen, welches

[1]) Klasen. Handb. d. Fundierungs-Methoden.

senkrecht über der Grundfläche lagert. Bei den meist geringen Fundament-Tiefen von Hochbauten ist diese weitere Last in der Regel so klein, daß sie vernachlässigt werden darf; anders bei tiefen Fundamenten mit bedeutend verbreiteter Grundfläche, worüber Ausführliches an späterer Stelle folgt.

Wenn schon es zweifelhaft erscheint, ob bei der außerordentlich verschiedenartigen Zusammensetzung der Erdarten eine theoretische Lösung der Frage über die Tragfähigkeit des Baugrundes in solcher Weise, daß sie auch für die Praxis allgemeinen Wert besitzt, überhaupt möglich ist, soll in Kürze noch eine von Schwedler aufgestellte Formel mitgeteilt werden.

Für kohäsionsloses, reibungsfähiges Material, also reinen Sand und Kies gibt derselbe für eine Grundfläche von konstanter Breite b und unbegrenzter Länge die Tragkraft eines Flächenstückes von der Länge 1 bei der Annahme einer senkrechten, zentrischen Belastung an:

$$G = b \cdot g = \frac{b^2 \cdot \gamma}{8} \frac{e^{3 \varrho \alpha}}{\sin^3 \alpha} \frac{e^{3 \varrho \frac{\pi}{2}} + e^{-3 \varrho \frac{\pi}{2}}}{3 \varrho + \frac{1}{3} \varrho} + \frac{3 b t \gamma}{8} \frac{e^{2 \varrho \left(\frac{\pi}{2} + \alpha\right)}}{\sin^2 \alpha}$$

oder abgekürzt $G = A b^2 \cdot \gamma + B \cdot b \cdot t \cdot \gamma$ und $g = A b \gamma = B \cdot t \cdot \gamma$.

Darin bedeutet $\varrho = tg\, \varphi$ die Reibungsziffer (φ nat. Böschungswinkel), α einen Winkel $= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, e die Basis der nat. Logarithmen, t die Gründungs-Tiefe, γ das spezif. Gewicht des Bodens, G die Gesamtbelastung (Tragkraft) und g die auf die Flächeneinheit bezogene Grenzbelastung (Tragfähigkeit). Diese Formel berücksichtigt zwar die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Größe der Grundfläche, aber nicht die Reibung der höher als die Grundfläche liegenden Erdmasse. Ferner hat Schwedler ein einseitiges Ausweichen des Erdkörpers unter der Belastung vorausgesetzt, während nach Versuchen von Kordjümoff ein doppelseitiges Ausweichen stattfindet. Die Formel liefert nach Ansicht von Engesser für kleine Werte von φ zu geringe Werte der Tragfähigkeit g, für große Werte von φ zu große, gibt aber immerhin bei nicht tiefen Gründungen einen wünschenswerten Anhalt.[1])

Nach Engesser ist zu erwarten, daß bei gleichgroßem Inhalte kreisförmige und geviertförmige Grundflächen die größte Tragfähigkeit aufweisen, daß bei Grundflächen beliebiger Gestalt sich bei gleichmäßiger Änderung sämtlicher Abmessungen (auch der Gründungstiefe t) die Tragfähigkeit in gleichem Verhältnisse ändert. Für eine n mal größere Grundfläche erhöhen sich hiernach die Tragfähigkeit (für die Flächeneinheit) auf den $\sqrt{n}$-fachen und die (Gesamt-) Tragkraft auf den $n\sqrt{n}$-fachen Betrag. Danach würde man die Tragfähigkeit eines Baugrundes in der Weise ermitteln können, daß man eine Probebelastung desselben vornimmt mittels eines Körpers, dessen Grundfläche ähnlich und $= 1/n$ des späteren Bauwerkes ist, und dann die beobachtete Tragfähigkeit mit $\sqrt{n}$, die Tragkraft mit $n\sqrt{n}$ multipliziert. Als zulässige Belastung wird man dann nur einen Teil der ermittelten Tragfähigkeit annehmen. Die angeführte Arbeit von Engesser bringt dann noch eine Betrachtung über die Größe der Senkung, deren Ergebnis folgendes ist:

1. Die einzelnen Punkte einer gleichmäßig belasteten Grundfläche senken sich ungleich und zwar die in der Mitte stärker als die am Rande und zwar bei sehr großen Flächen nahezu doppelt so stark. Die Senkung eines Eckpunktes ist bei einem Rechteck gleich dem vierten Teil eines mittleren Punktes, bei einem Eckwinkel von α Grad $= \alpha : 360$ von dieser Senkung. Soll ein Bauwerk mit durchgehendem Fundament sich möglichst

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.

gleichmäßig setzen, so muß man also die Ecken entsprechend stärker belasten, oder bei gleichmäßiger Belastung an ihnen die Fundamentfläche entsprechend verkleinern.

2. Die Senkungen ähnlicher Grundflächen nehmen mit der Größe zu. Bei n-fachem Gesamtdruck muß daher die Grundfläche mehr als die n-fache Größe erhalten, wenn die Senkungen die gleichen bleiben sollen.

3. Bei gleicher Größe aber verschiedener Gestalt der Grundflächen fallen die Senkungen um so größer aus, je gedrängter die Grundflächenform ist. Am größten ist die Senkung bei einer Kreisfläche, wie schon im Grundbau, S. 125, hervorgehoben:

Die Größe der Senkung an sich ist meist ohne besondere Bedeutung. Die Unterschiede der Einzelsenkungen aber führen Risse herbei. Man wird also, wie oben angegeben, Grundfläche und Lastverteilung so anzuordnen haben, daß die Unterschiede der Senkungen ein für die Verhältnisse des Bauwerkes passendes Maß nicht überschreiten. Die absoluten Werte der Senkungen sind dann belanglos. Nur bei ungleichmäßigem Grunde muß man diese berücksichtigen und sie so niedrig halten, daß die größten möglichen Werte der Unterschiede keine gefährliche Größe erreichen können.

Zum Schluß wird nochmals ausdrücklich auf das verschiedenartige Verhalten von Tragfähigkeit und Senkung zur Grundflächengröße hingewiesen, indem beide bei gleicher Einheitsbelastung mit zunehmender Grundfläche wachsen. Steigt also die Gesamtbelastung um das n-fache, so genügt es, die Grundfläche in geringerem Maße zu vergrößern ($F_n < n \cdot F$), um die gleiche Sicherheit gegen die Überlastung der Grundfläche zu behalten. Soll dagegen die Senkung unter der n-fachen Belastung nicht größer werden als unter der einfachen, so muß die Grundfläche $F_n > n \cdot F$ sein.

Zur weiteren Unterweisung sei auf die im Literatur-Nachweis aufgeführten Arbeiten verwiesen.

D. Boden Untersuchungen.

a. Aufgraben (Schürfen).

Es ist das sicherste unter allen Mitteln, weil dabei alle Schichten unmittelbar besichtigt werden können. Doch ist dies Verfahren ziemlich teuer, weil man bei größeren Tiefen die Grube auszimmern muß, und auch meist Wasserzudrang hinderlich sein wird.

b. Visitier- oder Sondiereisen und Bohrer

Beim Gebrauch des Sondiereisens ist einige Erfahrung in der Beurteilung der durchstoßenen Schichten notwendig, namentlich, wenn es sich zugleich um die Beurteilung der Tragfähigkeit handelt. Das Gerät ist nur für grobe Ermittelungen geeignet, gebrauchsfähig insbesondere dann, wenn beim Schürfen das Grundwasser erreicht wird, um einigen Aufschluß über die folgende 2^m Tiefe zu gewinnen. Es besteht aus einer schlank zugespitzten, $2-4^m$ langen und etwa 3^{cm} starken Eisenstange, die am oberen Ende ein Auge für einen hölzernen Handgriff trägt. Schon durch Aufstoßen mit dem Auge auf den Baugrund kann man einigen Aufschluß über die oberen Erdschichten erlangen, indem heller Klang auf festen, dumpfer auf lockeren Boden schließen läßt, selbst wenn die oberste Schicht fest erscheint. Bei Unterlagerung von Torfboden erhält man einen auffallend hohlen Klang.

Beim Eindringen der Spitze in den Boden erhält man durch Geräusch und Gefühl Aufschluß über Dichtigkeit sowohl, als über die Art der durchstoßenen Schichten. Sand und Kies knirschen an der Stange, Lehm erweist sich als zähe, Torf als hohl oder speckig und häufig von ungleichem Widerstande, Mutterboden gibt einen dumpfen Ton. Steht die Stange in Sand- oder Kiesschichten, so reibt sie sich blank; steht dieselbe in Ton oder Lehm, so wird sie von anhaftenden Teilchen gelblich oder bläulich gefärbt; stand sie in Torf, so fühlt sie sich klebrig an. In wasserge-

sättigtem Boden oder bei Lagerung unter offenem Wasser werden die anhaftenden Lehm- oder Torfteilchen beim Herausziehen der Stange abgestreift oder abgespült. Um auch alsdann Bodenproben zu erhalten, bringt man in dem Visitiereisen in Abständen von je 30 cm sogen. Taschen an, denen man am besten die in Fig. 247 dargestellte Form gibt. Bei dieser Form wird die Füllung erst beim Aufziehen der Stange erfolgen und darum die Lage der Schichten erkennen lassen, während Taschen, die aus senkr. zur Längsachse der Stange liegenden Einkerbungen oder Löchern bestehen (wie man sie häufig findet), sich schon beim Einstoßen mit der zu oberst liegenden Erdart füllen können.

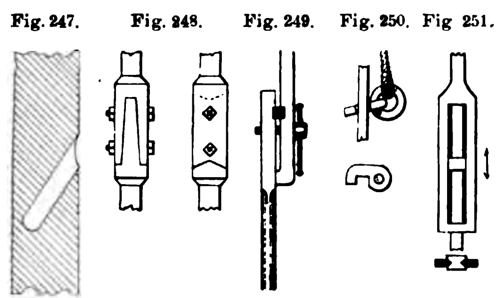


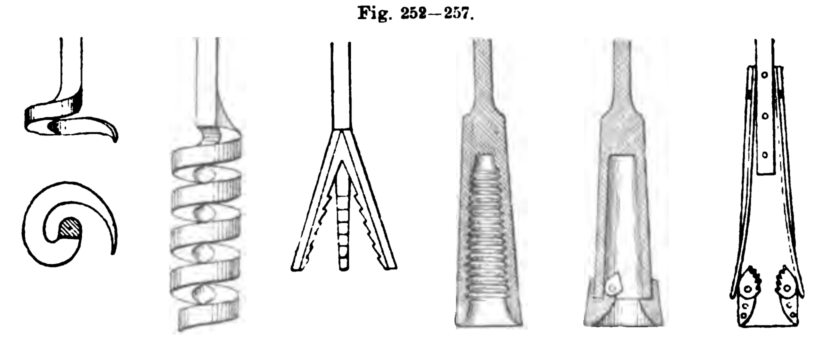
Fig. 247. Fig. 248. Fig. 249. Fig. 250. Fig 251.

Zu Untersuchungen auf größere Tiefen (die bis etwa 30 m anzunehmen sind) dienen Bohrer. Die Bohrarbeiten werden fast durchweg mit festem Gestänge ausgeführt.

Geschieht die Bohrung durch Drehen, so darf die Stärke des Gestänges, auch bei geringen Tiefen, nicht wohl unter 3 cm genommen werden, während große Tiefen bis 7 cm und darüber verlangen.

Die einzelnen Teile des Gestänges erhalten Längen von 2—5 m, die in der durch Fig. 248 oder Fig. 249 verdeutlichten Weise verbunden werden; erstere Art der Verbindung ist die bequemere. Das oberste Stück, das sogenannte Kopfstück, endigt oben in einen Ring, an dem das Tau oder die Kette des Hebezeuges beim Aufholen des Gestänges angreift.

Fig. 252—257.



Der Querschnitt des Gestänges ist, um in jeder Höhe den Hebel zum Drehen desselben befestigen zu können, quadratisch. Bei geringen Tiefen genügt zum Heben und Senken des Bohrers ein über dem Bohrloch aufgestellter Dreifuß, mit Rolle oder Flaschenzug; bei größeren Tiefen ist eine Winde zu Hilfe zu nehmen.

Muß das Bohrgestänge auseinandergenommen werden, so hält man dasselbe unten über dem Bohrloche durch einen sogen. Schlüssel fest, Fig. 250, der an jeder beliebigen Stelle aufgesetzt werden kann. Der Schlüssel wird, wenn erforderlich, an einem zweiten Windetau aufgehängt.

Arbeitet man mit Ventilbohrern oder in Felsboden mit Bohrern, bei denen das Gestänge nicht zum Drehen, sondern zum Fallen dient, so würde bei langem Gestänge leicht ein Bruch eintreten. Zur Verhütung

wird das sogen. Wechselstück, Fig. 251 in mäßiger Höhe über dem Bohrer eingeschaltet, welches so eingerichtet ist, daß der obere Gestängeteil etwas auf dem unteren gleiten kann, wenn der Bohrer aufstößt.

Zum Aufholen abgebrochenen Gestänges benutzt man Fanginstrumente, von denen Fig. 252—257 eine Anzahl zeigen. Bei einigen erfolgt das Greifen durch die scharfen Kanten von Schraubengewinden, bei anderen durch Federdruck, bei noch anderen durch Zähne oder kleine Daumen.

Von Wichtigkeit ist, daß die Verbindungsstellen der Gestängeteile untereinander möglichst kräftig sind, damit ein Bruch niemals hier entsteht, weil in solchem Falle das Gestänge mit den Fanginstrumenten weit schwieriger zu fassen ist.

Die Bohrer selbst sind, den verschiedenen Bodenarten entsprechend sehr verschieden gestaltet. Für weichere Erdarten, Muttererde, Moor, Ton benutzt man besonders den Zylinderbohrer, Fig. 258, mit durchgehender unten gespitzter Achse und schraubenförmig aufgeschlitztem Boden, und geschlitzter und geschärfter Mantelfläche aus verstähltem Eisenblech. Die

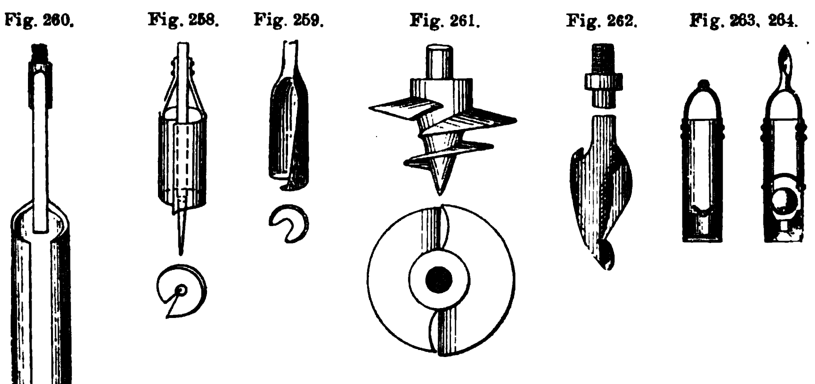


Fig. 260. Fig. 258. Fig. 259. Fig. 261. Fig. 262. Fig. 263, 264.

Größe des Schlitzes in der Mantelfläche richtet sich nach der Zähigkeit des Bodens. Ist dieselbe sehr gering, so wird der Mantel auch wohl ganz geschlossen ausgeführt. Durchmesser des Mantels 15—30 cm.

In festerem Boden ist der Zylinderbohrer schwer zu drehen; man benutzt hier besser den Löffelbohrer, Fig. 259, mit vortretender Boden- und Mantelschneide aus Stahlblech. Für einen trockenen, aber mit Sand gemischten und infolgedessen lockeren Lehm, empfiehlt sich mehr die Form nach Fig. 260; der aufgenommene Boden kann dann nicht so leicht herausfallen.

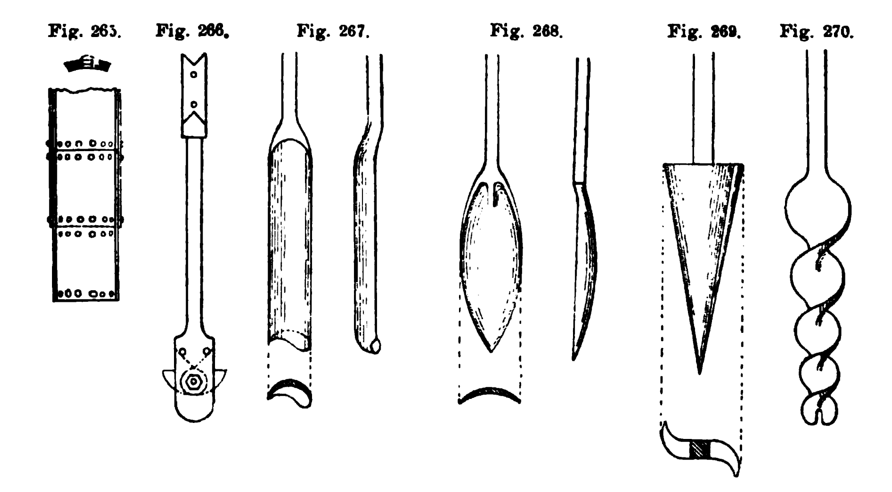
Bei geringen Tiefen in zäheren Erdarten (Ton, Lehm, Mutterboden) kann man sich auch des Bohlken'schen Patentbohrers, Fig. 261, bedienen, bestehend aus 2 Schraubengewinden auf konischer Fläche, von denen das untere größere Steighöhe als das obere hat. Diese Anordnung bewirkt, daß der Bohrer sich besonders leicht eindreht, weil der gelockerte Boden rasch nach oben gedrängt wird.

Um Rasen und Wurzelwerk zu durchschneiden, benutzt man den Schneidebohrer, welchen Fig. 262 zeigt.

Schlamm, Sand und Kies mit Wasser gemischt, würden aus den bisher beschriebenen offenen Bohrern abfließen. Für diese Erdarten wendet man den Ventilbohrer, Fig. 263 und 264, an, der hier aus einem geschlossenen, unten zugeschärften Zylinder besteht, in welchem ein Klappen- oder Kugelventil liegt. Der Bohrer wird durch Aufstoßen auf den Grund

gefüllt. Durchmesser des Zylinders, je nach der Tiefe der vorzunehmenden Bohrung, 8—15 cm, bei größerer Tiefe mehr.

In denjenigen Erdarten, in denen man mit dem Ventilbohrer arbeiten muß, sind meistens auch Futterröhren nötig, um das Bohrloch frei zu halten. Diese Röhren, am besten aus Eisenblech gefertigt, müssen innen recht glatt sein und erhalten unten zweckmäßig einen zugeschärften, etwas erweiterten Rand, den man außen durch einen Eisenring verstärkt. Je nach der Bodenart wird der Rand auch wohl verstählt oder mit Sägezahnung versehen. Die Röhren werden bei geringen Tiefen durch Drehen, meistens aber durch Rammen eingetrieben. Bei passenden Erdarten, frei von großen Steinen oder Hölzern, kann man sie auch unten mit einem (äußeren) Schraubengewinde versehen. Durchmesser der Futterröhren etwa 4 cm weiter als derjenige der Bohrer. Bei Tiefen bis zu 30 m können einfache Bleche zu den Röhren verwendet werden, in Stärken bis 7 mm (je nach der Tiefe). Die Stöße ordnet man dann in der Weise an, daß jedes Rohr an seinem oberen Ende eine angenietete Muffe erhält, in welche das nächstfolgende Rohrende eingesteckt und vernietet, verlötet oder am


Fig. 265. Fig. 266. Fig. 267. Fig. 268. Fig. 269. Fig. 270.

besten verschraubt wird, Fig. 265. Die Schrauben, welche als Kopfschrauben herzustellen sind, erhalten die doppelte Blechstärke zum Durchmesser.

Zum Herausziehen von Röhren dient ein Gerät nach Fig. 266.

Hat man durch sehr flüssigen Triebsand zu bohren, der in den Futterröhren aufsteigt, so benutzt man zum Durchtreiben am besten Druckwasser. Dies Verfahren ist allgemein für alle leicht löslichen Bodenarten zu empfehlen, weil es ungleich schneller zum Ziele führt. Das Druckwasser-Rohr, oben durch einen Schlauch mit der Pumpe (oder Druckwasserleitung) verbunden, muß bis unten an das Ende der Futterröhre reichen. Das hier austretende Wasser löst den Boden und drängt ihn in dem Zwischenraume zwischen Druckrohr und Futterröhre nach oben. Die Anwendung von Druckwasser bei Probe-Bohrungen hat indes einen Nachteil, der darin besteht, daß die Bohrproben verschiedener, sich überlagernder Schichten durch einander gemischt wurden, so daß Tiefenlage und Schichtenwechsel nicht deutlich erkennbar werden; außerdem erhält man über die Festigkeit der Lagerung der verschiedenen Schichten keine sichere Vorstellung, weil der Boden in gelöstem Zustande nach oben gelangt.

Die Geschwindigkeit, welche das ausströmende Wasser haben muß, damit es Erdteile von bestimmtem Korn nach oben mitreiße, ist aus der Tab. S. 63 zu ersehen. —

Bei weichem Gestein, aber auch bei sehr festem Ton, Mergel usw., benutzt man Löffelbohrer, die nur einen kleinen Teil einer Zylinderfläche bilden, Fig. 267. Man wendet diese Form auch zum Vorbohren an und bewirkt die Erweiterung des Loches mit einem unten zugespitzten Löffelbohrer, Fig. 268, der durch diese Spitze in der Achse des engen Bohrloches geführt wird.

In Gestein wendet man zur Erweiterung des Bohrloches auch den Trepanierbohrer mit *S*förmigem Querschnitt, Fig. 269, oder die sogen. amerikanische Zange, Fig. 270, an; doch ist die Benutzung dieser Werkzeuge in Deutschland weniger üblich.

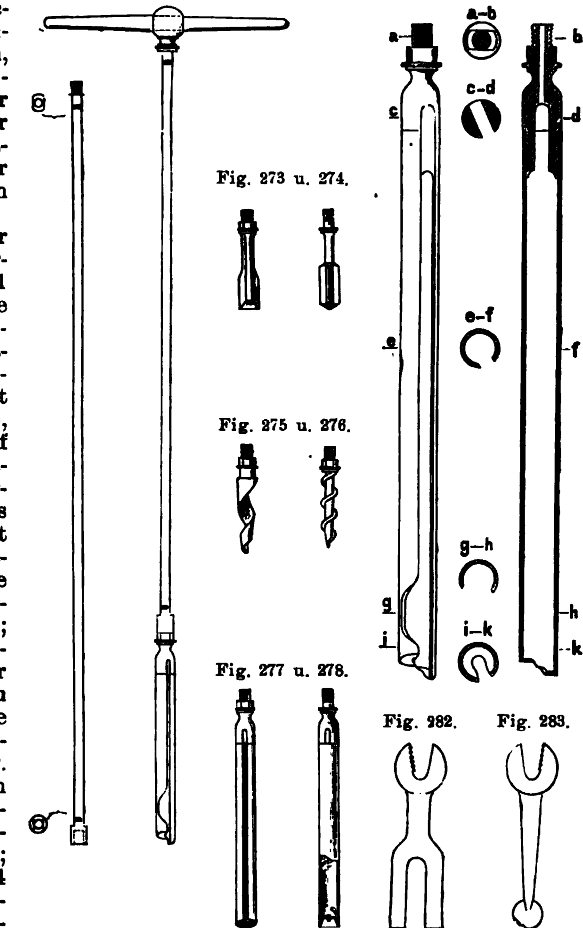


Fig. 271 und 272. Fig. 273 u. 274. Fig. 275 u. 276. Fig. 277 u. 278. Fig. 279–281. Fig. 282. Fig. 283.

Um grobes Geschiebe oder festes Gestein zu durchbohren, werden Meißelbohrer, Kreuzbohrer oder Kronenbohrer benutzt, die noch näher im Abschnitt über Tunnelbau beschrieben werden.

Ein neues sehr zweckmäßiges Bohrgerät ist das in Fig. 271 bis 283 dargestellte vom Bergrat Tecklenburg entworfene (patentiert und vom Reg.- und Baurat Gerhardt wesentl. verbesserte), welches von P. Graef in Darmstadt angefertigt wird. Das Bohrloch erhält nur 22 bis 33 ^{mm} Weite und ist infolgedessen mit geringem Kraftaufwande herzustellen. Die Bohrstangen sind Gasrohre; Gewicht eines vollständigen Gerätes für 10 ^{m} Tiefe nur 7 ^{kg}. Zu dem Geräte liefert die Fabrik folgende Bohrer: Meißelbohrer Fig. 273 mit Schneiden in der Sohle und an beiden Seiten, zum Durchstoßen festen Gesteins; Kronenbohrer Fig. 274 mit 6 unteren strahlenförmigen und 6 seitlichen Schneiden für zerklüftete, feste Gesteine; Schneckenbohrer Fig. 275 zum Vorbohren in verwittertem Schiefer; Spiralbohrer Fig. 276 zum Auflockern von festem Kies; Hohlbohrer Fig. 277 für Schotter und Gerölle; Schlammlöffel mit

Fußventil Fig. 278 zum Bohren in Triebsand und zum Reinigen des Bohrloches vom Bohrschlamm; endlich die Schappe Fig. 279 bis 281 zum Bohren in Ton, Lehm, Muttererde, Sand, Mergel, Kies usw. Preis des Apparates: Hohlgestänge für 1^{m} Länge 3 M., der Drehkopf (siehe Fig. 271) 4 M., Meißelbohrer 7 M., Kronenbohrer 18 M, Schneckenbohrer 10 M., Spiralbohrer 12,50 M., Hohlbohrer 12 M., Ventilbüchse 20 M., die Schappe bei 25^{cm} Länge 15 M., bei 40^{cm} Länge 18 M., die Abfanggabel Fig. 282 4 M., der Reiniger mit Schlüssel Fig. 283 (zur Beseitigung des Bohrschwandes aus der Schappe unentbehrlich) 3 M. Diese Preise beziehen sich auf den 22^{mm} weiten Bohrer. Für den 33^{mm} weiten sind die Preise um $^{1}/_{3}$ höher.

Fig. 284.

Einen recht zweckmäßigen Bohrer für Tiefen bis zu 30^{m} in felsfreiem Boden zeigt auch die Fig. 284. Derselbe ist in Nordamerika vielfach im Gebrauch.

Die beiden kreisrund-gebogenen Wandplatten *a* und *b* der Schappe laufen unten in eine Scheide aus, deren Spitzen über den Umfang des Gerätes hinausragen, so daß die Schappenwandung selbst keine Reibung an den Bohrlochwänden zu erleiden hat. Dabei sind die Schneiden so gestellt, daß sie sich beim Bohren schraubenartig in den Boden einschneiden, so daß keine Belastung des Bohrers bei der Bohrarbeit, sondern vielmehr eine Entlastung erforderlich wird. Ist die Schappe gefüllt aus dem Bohrloch gezogen, so läßt sich nach Lösung des Schlosses *c* die Wandung *a* um das Scharnier *d* aufheben, worauf die Füllung herausfällt.

Es empfiehlt sich, bei trockenen Bohrlöchern die Bohr- und Schöpfarbeit durch Einfüllen von etwas Wasser zu erleichtern. Durch Erde, Sand, Letten, selbst festen Ton hindurch arbeitet diese Schappe ohne jeglichen Aufenthalt. Auch wird sie durch Geröll und Steine von der Größe ihres halben Umfanges nicht behindert. 8 Umdrehungen genügen im allgemeinen zu ihrer Füllung, wobei ein Bohrfortschritt bis zu 75^{cm} möglich ist. Die Schappe wird in zwei Größen von 30 bezw. 42^{cm} Durchmesser gebraucht. Die Handhabung ist sehr einfach. 2 Arbeiter fassen mit je 1 Drehschlüssel von 2^{m} Länge das Gestänge, welches an einem über eine Rolle zu einem Haspel führenden Bohrseile hängt. Am Widerstande der Schappe beim Drehen fühlen sie, wieweit dieselbe gefüllt ist. Der Haspel mit Vorgelege dient zum Aufholen des Gestänges und ermöglicht der Schappe den richtigen Vorschub zu geben.

Beabsichtigt man, eine Gründung in offener Baugrube mit Wasserhaltung durch Pumpen oder auch Naßbetonierung der Sohle unter mäßiger Senkung des Wasserspiegels auszuführen, so ist eigentlich selbstverständlich, daß man die Bohrlöcher nicht in der Baugrube selbst, sondern rund um dieselbe herum anlegen muß. Bohrungen in der Baugrube selbst sind in der Regel gleichbedeutend mit ebensoviel gefährlichen Quellen, welche die Wasserhaltung erschweren, den Baugrund auflockern, bezw. den frisch geschütteten Beton ausspülen. Dies hat man beim Bau der Schleusen in Brunsbüttel und Ymuiden erfahren. Namentlich im Alluvium, wo Trocken-Ausführungen wegen der Undurchlässigkeit der oberen Schichten häufig möglich sind, ist die Schichtung eine verhältnismäßig gleichmäßige, sodaß Bohrungen außerhalb der Baugrube ein genügend genaues Bild liefern.

Bei den Bohrungen mit Meißelbohrern usw. bekommt man die Gesteinsarten nur in zerriebenem Zustande zu Gesicht, sodaß die Festigkeiten derselben nur nach den Fortschritten der Bohrarbeiten zu beurteilen sind. Ähnlich verhält es sich mit den anderen beschriebenen Bohrapparaten, die in erster Linie nur über die Art der Lagerung und die Mächtigkeit der Schichten Kenntnis geben, weniger über die Festigkeit der Lagerung.

Günstiger in dieser Beziehung sind die in neuerer Zeit im Bergbau vielfach angewandten Diamant-Kronenbohrer, sowie der Schrecken-

stein'sche Patentbohrer, welche beide feste Kerne der durchbohrten Schichten liefern. Diese Instrumente erfordern aber größere Vorrichtungen und werden für Baugrund-Untersuchungen wohl niemals, vielmehr nur für Tiefbohrungen angewendet.

Das Verfahren des Einspritzens von Pfählen hat ferner eine neue Vorrichtung zur Bodenuntersuchung, wenn auch nicht zur Feststellung der Erdarten, so doch zur Ermittelung der bei Rammarbeiten etwa hinderlich werdenden Fremdkörper, als Steine und Baumstämme, gezeitigt. Es ist dieses das Druckwasserrohr, mit dem man in sandigem Boden im Stande ist, vor Beginn der Rammarbeiten den Baugrund schnell und billig auf das Vorhandensein von Hindernissen zu prüfen.

Bei sehr wichtigen Bauausführungen (Eifelturm) hat man auch durch Abteufen eines Schachtes mit Hülfe von Preßluft sich ein vollkommen sicheres Bild über Art und Lagerung der Bodenarten verschafft.

Von Firmen für die Lieferungen von Bohrgeräten aller Art seien folgende angeführt: die Deutsche Gußstahlkugel- u. Masch.-Fabr., A.-G, in Schweinfurt a. M., welche auch Bohrungen ausführt; die A.-G. für Eisenkonstruktionen, Tiefbohrungen und Brückenbau zu Neuwied a. Rhein; Desenіß & Jacobi, A.-G. in Hamburg.

c. Schlagen von Probepfählen.

Diese Art der Ermittelung gibt nur über die Widerstandsfähigkeit, nicht aber über Schichtung und Art des Baugrundes Kenntnis; ohne letztere stehen aber die aus der Tragfähigkeit einzelner Probepfähle für die übrigen zu ziehenden Schlüsse auf schwachen Füßen. Jeder Probepfahl gibt nur ein Urteil über die Tragfähigkeit des Bodens an seinem Standorte und dessen nächster Umgebung, und berechtigt nur zu weiteren Schlüssen, wenn man weiß, daß die Schichtung auch in der weiteren Umgebung dieselbe bleibt. Zahlenwerte usw. werden erst weiterhin gegeben.

d. Probebelastungen des Bodens.

Hierüber ist schon S. 124 ff. das Nötige angeführt worden. Eine häufigere Anwendung, als dieses Hilfsmittel bis jetzt findet, würde erwünscht sein, damit mehr Licht, namentlich über die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe, geschaffen würde.

Bei sehr unsicherem Boden, der unter Wasser liegt, bewirkt man bisweilen die Ausführung in der Weise, daß man die Fundamente bis über Wasser fertig stellt und sie dann mit der $1^1/_2$—2fachen, der in Wirklichkeit zu tragenden größten Last, und zwar für eine längere Zeit belastet. Dies ist ein sehr sicheres, allerdings aber auch sehr kostspieliges Verfahren.

E. Tiefe der Fundamente zur Sicherung gegen Auffrieren.

Die Fundamente aller wichtigeren Bauten müssen so tief gelegt werden, daß sie gegen Auftreiben durch Frost geschützt sind. Eine bestimmte Größe der Tiefe läßt sich naturgemäß nicht angeben, da dieselbe vollkommen von dem Klima abhängt. Während in Deutschland — selbst im Norden — der Frost wohl niemals tiefer als 1 ^{m} in den Boden eindringt, eine solche Tiefe für die Fundamente mithin ausreicht, sind die Verhältnisse im hohen Norden ganz andere. Dort finden sich Erdschichten, die niemals mehr auftauen, und müssen die Fundamente wichtiger Bauten in solchen Gegenden so tief gelegt werden, daß sie auf dem nicht mehr auftauenden Boden stehen, wenn man sie gegen das Auftreiben durch Frost sichern will. Auch diese Grenze ist natürlich eine sehr schwankende. Nach Beobachtungen in Sibirien schwankte sie zwischen 2,6 bis 3,2 ^{m}. (Riga'sche Industrieztg.)

III. Einschließung, Abdämmung, Trockenlegung der Baugrube.

Literatur.

Bohl-Pfahl u. Spundwände: Spundwände aus Buchenholz Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 472. — Besondere Konstr. von Nut u. Feder: Zentralbl. d. Bauv. 1901 S. 571. — Amerik. Spund-

wände aus 3 Bohlen: Zeitschr. f. Bauw. 1895 Ergänzungsheft S. 53. — Dichtung mittels Segeltuch: Zeitschr. f. Bauw. 1890 S. 356; 1895 S. 424; 1908 S. 821; Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 387. — Gußeiserne Spundwände u. Platten als Einschließung d. Baugrube: Zeitschr. f. Bauw. 1851 S. 310; 1857 S. 221; 1865 S. 15; The Arch. and Building Gaz. 1851; Allg. Bauztg. 1885 S. 185; Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. z. Hann. 1859 S. 180. — Einschließungen aus Fassoneisen: Zeitschr. f. Bauw. 1888 S. 581; 1896 S. 67; Zentralbl. d. Bauv. 1891 S. 172; 1893 S. 619; Deutsche Bauztg 1897 S. 11; 1898 S. 658; Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1898 S. 1292; 1899 S. 810; Schweiz. Bauztg. 1898 I S. 92; Deutsche Bauztg. 1897 S. 10. Eiserner Spundkasten für ein Gebäude-Fundament: Eng. rec. 1903 Bd. 48, S. 498. - Eiserne Spundwand aus I- und ⊏-Eisen: Eng. news 1903 Bd. 49, S. 222. — Bohlwerk mit Spundbohlen aus Eisenbeton: Zement u. Eisen 1904, S. 143. — Eisenbetonbohlen von Tilk & Schwarz, 5 bis 12 cm stark, 20 - 25 cm breit, als Handelsware: Deutsche Bauztg. 1904 S. 171. — Einschließung durch Wellblech: Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 391. — Spundwände aus Eisenbeton; Zement u. Beton März 1904. — Berechnung von Bohlwerken: Zentralbl. d. Bauv. 1908 S. 273 u. 649. — Fangdämme aus Beton: Zeitschr. f. Bauw. 1864 S. 605; 1866 S. 49; Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. z. Hann. 1876 S. 63; Zentralbl. d. Bauv. 1887 S. 104. — Andere Fangdämme: Zeitschr. f. Bauw. 1860 S. 546; 1872 S. 416; 1874 S. 166; 1874 S. 461; 1876 S. 42; 1881 S. 94; 1895 S. 424; Zentralbl. d. Bauv. 1893 S. 353; 1895 S. 410; Deutsche Bauztg. 1877 S. 137; 1880 S. 280; Zeitschr. d. Arch. u. Ing. zu Hann. 1877 S. 573; 1878 S. 32; Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879 S. 182. - Fangdämme aus hohlen Eisenzylindern: Excerpt. Minut. of Proc of the Inst. of civ. engin. 1877/78. — Beweglicher Fangdamm: Wochenbl. f. Bauk. 1885 S. 446; Zeitschr. f. Baukunde 1884 S. 71; Engineering 1870 S. 347; 1877 S. 460. — Fangdämme aus gemauerten Brunnen: Zeitschr. f. Bauw. 1859 S. 217. - Geschlossene Pfeilerumhüllungen: Ann. des ponts et chauss. 1849 I, S. 129; 1856 II, S. 282; 1864 I, S. 278; 1881; Zeitschr. f. Bauw. 1857 S. 431; 1865 S. 355; Scient. amer. Suppl. 1876 Mai S. 310; Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1869 S. 215; 1877 S. 114; Zeitschr. f. Bauw. 1902 S. 587; Engineering 1875 S. 394. — Gründung der Kanalisierungsbauten im Moldau-Flußbett unterhalb Prag: Allg. Bauztg. 1904 S. 67. — Holzfangedamm-Gründungen: Journ. of the assoc. of eng. soc. 1904 Febr. S. 65. — Herstell von Beton-Fangedämmen ohne dauernde Spundwand-Begrenzung: The Eng. rec. 1902 Bd. 46, S. 585. (Vergl. auch II. Kap. Abschn VII F. „Grundbau".) — Wasserbewältigung, Grundwassersenkung: Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 543; 1896 S. 19; 1898 S. 73, 88 u. 199; Schweiz. Bauztg. 1898 II, S. 168; Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenb. 1898 S. 550; Baugewerksztg. 1898 S. 1514; Zeitschr. d. Ver. deutsch. Eis.-Verw. 1900 S. 861; 1901 S. 87; Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1901 S. 318, Org. f. d. Fortschr. d. Eisenb.-Wes. 1902 S. 193. — Grundwassersenkung durch Sickerrohre: Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 148. — Die Bestimmung d. Geschwindigkeit eines Grundwasserstromes von A. Thiem: Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888 S. 18. — Bewegung d. Grundwassers von Lueger. — Des batardeaux et de leurs épuisements von Arana: Berechnung der zum Leerschöpfen einer Baugrube erforderlichen Pumpenleistung. Sehr theoretisch, von wenig praktischem Wert: La revue technique 1902 November S. 340. — Dichten von Quellen: Abfangen von Quellen in Betonbetten: Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881 S. 524. — Dichtungs-Apparat von Martiny: Ebendas. S. 371. — Vergießen von Quellen mit Zement: Engineering 1882 Febr. S. 183. — Fangen von Quellen beim Oder-Spree-Kanal: Zeitschr. f. Bauw. 1890 S. 433, 444. — Beseitigung von Quellen: Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 426; Zeitschr. f. Bauw. 1898 S. 411.

Die einfache Umschließung der Baugrube mit hölzernen oder eisernen, aus einzelnen Bohlen bestehenden Wänden geschieht hauptsächlich, um das umgebende Erdreich am Nachstürzen in die Grube zu hindern, sowie auch, um das fertige Fundament vor Unterspülung durch fließendes Wasser zu schützen. Bei Gründungen auf dem Lande in gewachsenem Boden genügt die Umschließung mit dem ausgeschachteten — gewachsenen — Boden gleichzeitig, um den Wasserzudrang zur Baugrube so weit zu mindern, daß man diese ausschöpfen kann, vorausgesetzt, daß die Sohle genügende Dichtigkeit besitzt.

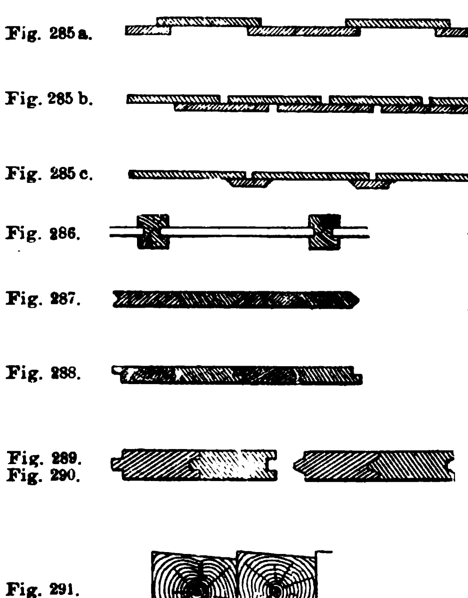
Bei Gründungen in fließenden oder stehenden Gewässern liefern einfache Wände aus Holz oder einzelnen Eisenplatten selten einen genügend dichten Abschluß, namentlich dann nicht, wenn der Wasserspiegel in der Baugrube erheblich gegen den äußeren gesenkt werden muß. Hier finden Fangedämme, hölzerne und eiserne Umhüllungen, sowie abgedichtete Spundwände ihre Anwendung, die man im ganzen versenkt.

A. Bohl-, Spund- und Pfahlwände.

Die Stärke derselben richtet sich nach dem einseitigen Drucke (Wasser- Erddruck oder beides vereint), den sie erleiden.

1. Stülpwände. Bei geringen Tiefen (etwa 1—1,25 m Druckhöhe des Bodens) wendet man sogen. Stülpwände, Fig. 285a—c, an, welche aus zwei Reihen Brettern vom 4—5 cm Stärke bestehen, die sich gegenseitig überdecken. Die Bretter der zuerst geschlagenen Reihe schärft man am unteren Ende von beiden Seiten zu, die der zweiten dagegen zum

besseren Zusammenschluß nur einseitig. Zuweilen dienen für die zweite Reihe schmalere Bretter, die nur die Fugen der ersten Reihe decken; oder man bringt auch anstatt der zweiten Reihe nur Fugenleisten an der ersten Bretterreihe an, die vor dem Einschlagen der Bretter aufgenagelt werden. Endlich kann man Stülpwände auch in der Weise anordnen, wie Fig. 285c zeigt. In diesem Falle werden die Bretter beider Reihen einseitig geschärft u. gleichzeitig eingetrieben.


Fig. 285a. Fig. 285b. Fig. 285c. Fig. 286. Fig. 287. Fig. 288. Fig. 289. Fig. 290. Fig. 291.

2. Wagrecht gelegte Bretter, die in genutete Pfähle eingreifen, Fig. 286. Zunächst sind die Leitpfähle bis zur vollen Tiefe einzuschlagen, ehe mit dem Ausheben der Baugrube begonnen wird, während die Bretter in dem Maße, wie die Erd- oder Baggerarbeiten fortschreiten, eingebracht werden, sodaß stets das unterste zugeschärfte Brett etwas tiefer steht, als die jeweilige Sohle der Baugrube.

Während Stülpwände für die Ausführung der Erdarbeiten insofern bequemer sind, als man sie vor dem Beginne derselben fertigstellen kann, besitzen die Wände aus liegenden Brettern den Vorzug, daß man leichter einen dichteren Abschluß erreicht. Dazu werden die einzelnen Bretter an ihren Unterkanten mit irgend einem Dichtungsmaterial (Wulst aus Werg, Streifen aus Dachfilz usw.) benagelt und kräftig gegeneinander getrieben auch durch Leisten in ihrer Lage gesichert. — Auch diese Art der Abschließung ist nur für kleine Tiefen (1,0—1,25 m) anwendbar, schon aus dem Grunde, weil die einzelnen Nutpfähle den ganzen Erddruck aufnehmen müssen.

3. Bei größeren Tiefen bis etwa 2 m unter Wasser genügt meist noch eine Bohlwand aus Hölzern von 8 cm Stärke, die man der besseren Führung und des besseren Schlusses wegen mit einer Geradspundung, Fig. 287, oder auch mit halber Spundung, Fig. 288, versieht.

4. Ist die Tiefe beträchtlicher, so wendet man Spundwände mit rechteckiger Spundung, Fig. 289, oder Keilspundung, Fig. 290, an. Letztere ist für schwächere Bohlen vorzuziehen, weil Nut und Feder dabei an den Wurzeln stärker bleiben, doch unbequemer in der Herstellung. Für volle Spundung dürfen die Bohlen nicht schwächer als 10 cm sein. Bohlen von dieser Stärke kann man bis zu etwa 3—3,5 m Länge verwenden, während man für je 1 m größere Länge 2 cm größere Stärke rechnet.

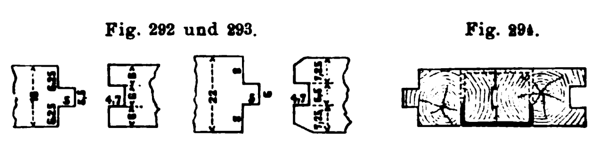
In Fig. 289 ist der Querschnitt der Feder als Quadrat gezeichnet. Es ist dies die von alters her übliche Form, die man nicht nur bei Spundwänden von 10—12 cm Stärke, sondern auch bei noch stärkeren anwendete. Es leuchtet ein, daß dadurch der Holzverbrauch außerordentlich steigt und die Verteuerung mit zunehmender Stärke der Bohlen und damit wachsender Länge der Federn wächst. Da die Länge der Feder aber nur den Zweck hat, eine gute Führung für die Bohlen zu sichern, so genügt es bei Bohlen von mehr als etwa 12 cm Stärke, die Längen der Federn

nicht mehr mit den Breiten derselben steigen zu lassen, sondern als größte Länge etwa 4—5 cm beizubehalten. Dasselbe gilt auch von der trapezförmigen Spundung. Es wird dann bedeutend an Holz gespart.

Um noch mehr zu sparen, versieht man auch wohl die Spundbohlen auf beiden Seiten mit Nuten und setzt die Federn nachträglich — aus härterem Holze und dann unt. Umst. etwas schwächer — ein. Befestigung durch Holzschrauben mit versenkten Köpfen, damit sie sich beim Rammen nicht einfressen.

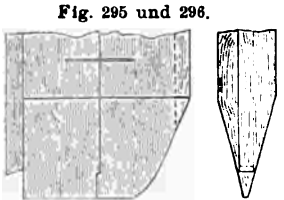
Bei großen Bauten in Stettin hat man die angearbeiteten Federn 2 bis 4 mm länger als die Tiefe der Nuten, aber etwa 5 mm schmaler als deren Breite gemacht, Abb. 292—296. Der dichte Schluß der Spundwände fand dann also zwischen der Stirnfläche der Feder, die sich beim Rammen zusammenpreßte, und der Grundfläche der Nuten statt.

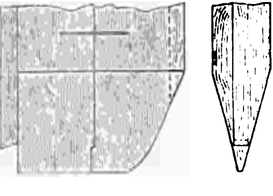
Fig. 292 und 293. Fig. 294.



Um die Nut bei dem Eindringen der gepreßten Feder des Nachbarpfahles wirksam zu reinigen, hat man auch eine etwas abweichende Anspitzung angewendet. Abb. 295 und 296. Die Feder wurde von derjenigen Stelle ab, wo sie bei der seitlichen Abschrägung ihre volle Breite verlor, gänzlich beseitigt und hier mit einer Abschrägung versehen von solcher Form, daß an der Außenkante der Feder eine 10 bis 15 mm tiefe Schneide entstand. Diese Schneide preßte sich beim Rammen fest in die Nut. Beide Neuerungen bewährten sich.

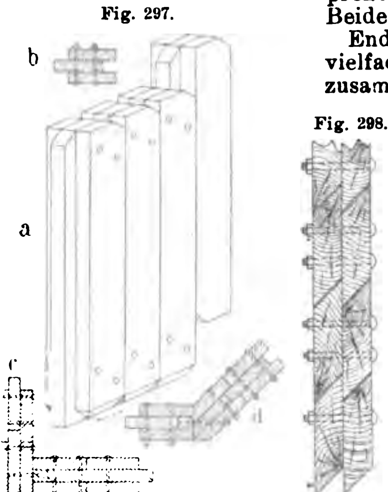
Fig. 295 und 296.





Endlich seien noch die beiden in Amerika vielfach angewendeten, aus einzelnen Bohlen zusammen geschraubten Spundbohlenarten Fig. 297 a—d und 298 mitgeteilt, die sich trotz der vorstehenden Muttern und Bolzenköpfe gut bewährt haben. Erstere ist unter dem Namen „Wakefield triple lap“, letztere unter dem Namen „Compound“ bekannt. Bei beiden wird viel Holz gespart.

Fig. 297. Fig. 298.



5. Das Herausarbeiten der Feder aus dem Bohlstück selbst bringt, wie erwähnt, einen großen Holzverlust mit sich. Deshalb hat man bei hohen — und entsprechend starken Bohlwänden die Federn wohl ganz fortgelassen.

Die einzelnen Hölzer dieser sog. Pfahlwände, Fig. 291, S. 137, können am Zopfende ihre runde Form teilweise oder ganz beibehalten. Sie werden dann in der Weise bearbeitet, daß der untere Durchmesser des Rundholzes für die Breite des daraus herzustellenden Pfahles maßgebend ist. Um die Dichtheit der Pfahlwand zu fördern, hat man wohl den Querschnitt der Pfähle trapezförmig gemacht und beim Eintreiben die größere der parallelen Seiten dem bereits eingetriebenen Pfahle zugekehrt.

Beim Bau der Straßenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg sind Pfahlwände bei 13 m Länge und 26 cm Dicke der Pfähle angewendet

worden, doch ohne Trapezform des Querschnittes. Dieselben steckten bis zu 4,5 m tief im Grunde, während die Sohle der Baugrube etwa 2,5 m höher als die Pfahlspitze lag.

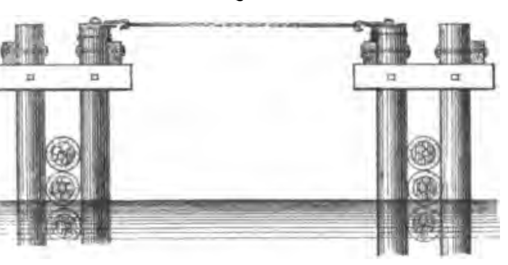
In sehr festgelagertem Kies mit Steinen und Holz haben sich in Hameln Spundwände von Buchenholz durch Pfahlschuhe aus Gußeisen, mit angenieteten, schmiedeisernen Verbindungsplatten armiert, vorzüglich bewährt. Es wurden Steine aus festem Keupersandstein von 20 cm Dicke durch einen Probepfahl zertrümmert. In solchem Boden wird empfohlen, die Pfähle, soweit sie im Boden stehen, weder mit Nut, noch mit Feder zu versehen, wodurch das Anbringen einer kräftigen Spitze erleichtert und das Eindringen von Geröll in die Nut vermieden wird. Soweit die Pfähle über dem Boden der Baugrube bleiben, kann man sie dann beiderseits mit Nut versehen und in die eine Nut eine Feder einsetzen. Dieser obere gespundete Teil bewirkt eine gute Führung beim Rammen und dichten Schluß.

Diese Konstruktion ist zu empfehlen.

Fertige Spundbohlen muß man vor dem Austrocknen schützen, weil sie sonst rissig werden, und sich auch werfen. Kann man die Bohlen nicht sofort verwenden, so sind sie — am besten — im Wasser aufzubewahren. —

In starker Strömung Wände zu stellen, und während des Rammens sie in der Flucht zu erhalten, ist schwer, zumal bei großer Wassertiefe.

Fig. 299.



Um sich die Arbeiten zu erleichtern, stellt man, wenn man von schwimmenden Rüstungen aus rammen will, zunächst eine strömungsfreie Wasserfläche für die Spundwände her, indem man außerhalb derselben die ganze Baugrube mit Ausnahme der stromabwärtsgelegenen Seite abschließt.

Gut eignen sich Wände aus Faschinen, die man zwischen doppelten Pfahlreihen bis zur Flußsohle senkt, Fig. 299. Die inneren Pfahlreihen können gegebenenfalls als Leitpfähle beim Schlagen der Spundwände dienen.

Sind die Rammarbeiten von festen Rüstungen aus vorzunehmen, so empfehlen sich sogen. Senkrüstungen, wie sie bei dem Bau der zweiten Rheinbrücke bei Koblenz, Fig. 300, 301 auf folg. S., angewendet wurden. Die Senkvorrichtung bestand aus zwei gekuppelten, an beiden Enden durch Querbalken miteinander verbundenen Prähmen, von je 150 t Tragfähigkeit. Jedes der durch einen inneren Ausbau sehr verstärkten Schiffe trug zwei etwa 9 m hohe, aus je 2 × 4 Säulen von $^{21}/_{21}$ cm Stärke hergestellte Böcke, welche auf je zwei Längsbalken standen, und mit diesen durch Seitensteifen (Zangen) verbunden waren. Über den Köpfen je zweier, einander gegenüberstehender Säulenstützen lag ein verdübelter Doppelbalken. Nachdem auf Querbalken, die man über die unteren Längsbalken der Böcke gestreckt hatte, das Senkgerüst für eine Längswand, bis auf den oberen Bohlenbelag und die zu diesem gehörigen Längsbalken fertiggestellt war, wurde die ganze Senkanstalt durch ein Dampfboot an Ort und Stelle geschleppt und daselbst vor Anker gelegt, sodann das Gerüst durch vier schwere Flaschenzüge (jeder von 15000 kg Tragfähigkeit) etwas angehoben, und nach Entfernung der untergelegten provisorischen Querbalken langsam gesenkt, bis es zum Schwimmen kam. Durch zwei seitliche Flaschenzüge, welche ihre Befestigung einesteils unten an der hintersten Säule des Senkgerüstes, anderenteils an einem starken, über das Vorderteil der beiden Schiffe reichenden Querbalken hatten, und außerdem durch zwei Paar Ketten, welche von den unteren Gerüstzangen über die an Auslegern befestigten

Rollen nach den 4 Winden führten, gehalten, wurde es unter Lösung der 4 Haupt-Flaschenzüge durch allmähliche Steinbelastung solange gesenkt, bis es den vorher geebneten Grund erreichte. Die Arbeit des Versenkens fand bei verhältnismäßig hohem Wasserstande (fast 7 m Wassertiefe) und einer Stromgeschw. von 2,5 m statt, verlief aber ohne jeden Unfall.

Fig. 300, 301.

Waren in dieser Weise die Senkgerüste für die beiden Langseiten der Baugrube versenkt und durch Steinschüttungen genügend beschwert, so wurde der Bohlenbelag aufgebracht und auf jedem eine Dampframme aufgestellt, welche die Pfahlwände der beiden Langseiten des Pfeilers schlugen. Die Pfähle erhielten dabei ihren Halt zwischen oben und unten an den Senkrüstungen befestigten Doppelzangen.

Da das Versenken eines ähnlichen Gerüstes zur Bildung der oberen Querwand bei dem heftigen Strome und wegen der nicht stromrechten Lage dieses Gerüstes Schwierigkeiten geboten haben würde, ferner auf die Bildung einer Arbeitsplattform hier ein besonderer Wert nicht gelegt zu werden brauchte, so wurde zur Herstellung der

oberen Querwand ein einfacheres Verfahren angewendet: Es wurde ein eiserner Träger bis etwa 1 m über Flußsohle versenkt, welcher an den Enden seine Stützpunkte an den bereits gerammten Langpfahl-Wänden fand und den unteren Halt der Pfahlwand gegen Ausweichen beim Rammen bildete, indem der starke Strom die Pfähle gegen denselben drückte. Oben über Wasser erfüllte denselben Zweck ein hölzerner armierter Träger. Vor diesen beiden Trägern wurden die einzelnen Pfähle der Querwand mittels einer gewöhnlichen Zugramme von einem Fahrzeuge aus bis auf den Felsen eingetrieben und durch Steinschüttung gesichert. Bei der nunmehr völlig abgestellten Strömung konnte verhältnismäßig leicht eine untere Querrüstung versenkt und von dieser aus auch die untere Querwand geschlagen werden. Diese Rüstung wurde an Ort und Stelle auf einem Floße aufgezimmert und demnächst versenkt, indem man mittels eines Dampfbootes die einzelnen Stämme des Floßes unter der Rüstung vorzog, wodurch die letztere zum Schwimmen kam und wie die frühere durch Steinschüttung versenkt werden konnte [1])

Fig. 302.

Beim Bau der Hamburger Straßenbrücke über die Norderelbe wurden die auf S. 138 erwähnten Pfahlwände mit Dampframmen geschlagen, die auf Prähmen montiert waren, aber erst nachdem man einen Teil der innerhalb der Pfahlwände stehenden Grundpfähle geschlagen und an diesen Gurthölzer zur Führung der Pfahlwände angebracht hatte. Die noch fehlenden Grundpfähle wurden alsdann von leichter beweglicher Rüstung aus geschlagen, welche auf die Pfahlwände gelegt war. So wurden nicht nur Pfahlwände mit verhältnismäßig gutem Schluß erzielt, sondern auch die Kosten der Aufstellung einer festen Rüstung erspart, sowie ein nicht unbeträchtlicher Zeitgewinn erzielt.

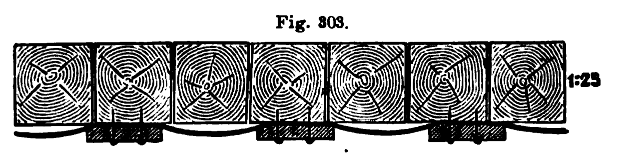
An die Dichtigkeit einfacher Wände aus Pfählen oder Spundbohlen darf man keine hohen Anforderungen stellen, wiewohl durch Sägespähne bisweilen ganz wirksam nachgeholfen werden kann. (Deutsche Bauztg. 1892 S. 525.) In Fällen, wo eine Gründung im offenen Wasser stattfindet, reicht jedoch in der Regel ein derartiger Abschluß der Baugrube nicht aus, sobald der Wasserspiegel in derselben erheblich gegen den äußeren gesenkt werden muß.

Ein wirksames Mittel zur Dichtung von Pfahlwänden hat man bei dem Bau der Straßenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg in einer Lage von Segeltuch gefunden, welches auf beiden Seiten einen drei-

[1]) Zeitschr. f. Bauwesen 1881, S. 94.

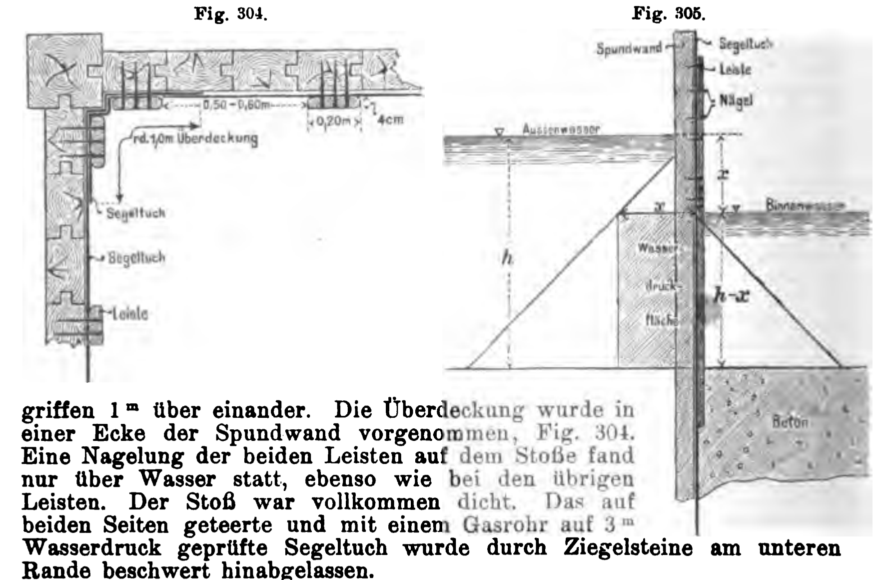
maligen Anstrich aus einer Mischung von 10 Gew.-T. Teer und 1 Gew.-T. Terpentinöl erhielt. Fig. 302 zeigt die allgemeine Anordnung, Fig 303 die besondere, welche sich am besten bewährte. Der Segeltuch-Sack ist innerhalb der Pfahlwand eingehängt und wird durch aufgenagelte Bohlen in seiner Lage erhalten. Die 25 × 5 cm starken Bohlen reichten bis Betonoberkante und wurden durch 15 cm lange Drahtstifte angenagelt. Die Zahl der Stifte wurde nach der Größe des Wasserdruckes bestimmt, wobei bei zehnfacher Sicherheit jeder Stift mit 40 kg beansprucht wurde. Abstand der Bohlen von Mitte zu Mitte 57 cm. Der größte vom Segeltuch aufzunehmende Wasserdruck hatte 3,5 m Druckhöhe. Die Dichtigkeit war eine sehr gute. Preis dieses Fangedammes beim nördlichen Strompfeiler auf 1 Quadratmeter der dem Wasserdrucke ausgesetzten Fläche berechnet 18,81 M., beim südlichen 15,03 M. Bei beiden Pfeilern war die ganze Segeltuchhülle vorher zusammengenäht. Beim Bau der Billhorner Brücke wurden vor der Betonierung einzelne, etwa 2 m breite Streifen aus Segeltuch mit 0,3 m breiter Überdeckung der Fugen angenagelt. Die wagrechten, unteren Ränder der Streifen waren um Rundeisenstangen (2 cm Durchmesser) genäht, welche die Bahnen gleichmäßig straff zogen. Die Bohlen zur Befestigung des Segeltuches wurden auf 1 m Länge mit einbetoniert. Die Firma Rommel, Weiß & Co., Segeltuchweberei usw. zu Mülheim a. Rh. befaßt sich mit Lieferung solcher Abdichtungen und versendet Beschreibung des Verfahrens.

Fig. 303.



Beim Bau der Emsbrücke bei Haren hat man ebenfalls die Wände mit gutem Erfolge durch geteertes Segeltuch gedichtet. Hier hat man die ganze Hülle bis auf eine Naht zusammen genäht. Die beiden Enden

Fig. 304. Fig. 305.



griffen 1 m über einander. Die Überdeckung wurde in einer Ecke der Spundwand vorgenommen, Fig. 304. Eine Nagelung der beiden Leisten auf dem Stoße fand nur über Wasser statt, ebenso wie bei den übrigen Leisten. Der Stoß war vollkommen dicht. Das auf beiden Seiten geteerte und mit einem Gasrohr auf 3 m Wasserdruck geprüfte Segeltuch wurde durch Ziegelsteine am unteren Rande beschwert hinabgelassen.

Welche Schwierigkeiten und Kosten undichte Spundwände bezw. das Wasser, welches durch die Nuten scheinbar dichter Spundwände trotz

guter Betonsohle in den Spundkasten eindringt, verursachen kann, zeigt eine Mitteilung im Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 426 über den Bau einer Schleuse von Goes (Holland). Man kann sich daher auf eine einfache Spundwand nicht sicher verlassen, auch wenn die Rammung gut von statten ging. Will man keinen Fangedamm anwenden, so ist die Bekleidung mit Segeltuch, wie oben geschildert, ein sehr zweckmäßiges Mittel.

Beim Bau der gewölbten Brücke bei Longeville versuchte die ausführende Firma Ph. Holzmann & Cie. die Spundwände von außen durch Segeltuch zu dichten, was erklärlicher Weise nicht gelang, weil das Wasser durch den Boden unterhalb des Segeltuches in die Fugen der Spundwände eindrang. Das Segeltuch muß stets innen angebracht und unten einbetoniert sein.

In betreff der Stärke der Spundpfähle ist zu bemerken, daß man dieselben nicht nur nach der Länge, sondern auch nach dem Boden, in welchen sie eingetrieben werden sollen, bemessen muß. Bei schwierigem Boden (Kies, hartem Mergel) muß dieselbe stärker als üblich (Grundbau S. 137) bemessen werden, weil die Pfähle beim Rammen sonst zu sehr federn. Druckwasser außer dem Rammen erleichtert immer die Arbeit.

Dauernd zu verwendende Spundwände in Bohlwerken als Uferbefestigungen verlangen auch wegen der großen Beanspruchung größere Stärke.

Über die Stärke von Bohlwerken und deren Verankerungen s. unter G.

B. Einschließungen aus Holz und Eisen vereinigt.

Eine gemischte Konstruktion aus Eisen und Holz hat man zur Begrenzung der Betonierung von Kaimauer-Fundamenten angewendet. Man rammte Pfosten aus I-Eisen ein und schob wagrechte Bohlen in dieselben ein. Beim Bau der Untergrundbahn in Berlin ist die Baugrube streckenweise in gleicher Weise abgeschlossen worden. Vergl. auch I. Kap. I F. d. 4. S. 106.

C. Einschließungen aus gußeisernen Platten.

Die Fig. 306, 307 geben einige betr. Ausführungen an. Gußeiserne Wände besitzen den Vorzug, daß sie ohne sonderlichen Nachteil den wechselnden Einfluß des Wassers und der Luft vertragen und daß ihnen der Seewurm nicht schadet. Daher hat man sie auch fast ausschließlich bei Seebauten verwendet. Anderseits sind Wände aus gußeisernen Platten weit schwieriger einzurammen als hölzerne, weil sie leicht aus der Richtung kommen; es hält schwer, eine einigermaßen dichte Wand herzustellen. Übrigens ist die Dauer der eisernen Wände geringer als die der hölzernen, vorausgesetzt, daß letztere stets unter Wasser liegen und nicht vom Bohrwurm angegriffen worden. Um gußeiserne Platten beim Rammen nicht zu zerschlagen, empfiehlt es sich, entweder einen hölzernen Bär zu benutzen, oder eine Jungfer aufzusetzen.

Fig. 306. Fig. 307.

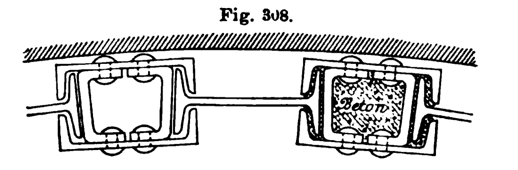
In neuerer Zeit sind gußeiserne Platten nur selten angewendet worden, z. B. bei dem Bau des Nilstaudammes bei Assyut solche von ⊢förmigem Querschnitt mit Feder und Nut. Länge 4,85 m, Breite 0,64 m, Stärke 8 cm.

D. Einschließungen aus Fassoneisen.

Zu den Einschließungen aus gußeisernen Platten haben sich in neuerer Zeit solche aus Fassoneisen gesellt.

Fig. 308 zeigt eine aus [- und I-Eisen zusammengesetzte Wand (Patent Simon, Zeitschr. für Berg-, Hütten- und Sal.-Wesen 1893 S. 48), welche auch für runde Wände sich eignet. Die Verbindung der ⊔-Eisenpaare zu einem Kasten erfolgt durch 5 Paar festgenietete Streben aus ⊔-Eisen. Durch radiale Stellung der Stege dieser ⊔-Eisenstreben wird die Rundung der Wand erreicht. Sind die I-Eisen in die ⊔-Eisenkasten von oben eingeschoben, so bildet die Wand ein zusammenhängendes gelenkiges Ganzes, dessen einzelne Glieder einzeln eingetrieben werden können. Die unteren Enden der Eisen werden angeschärft. Ist die Wand heruntergetrieben, so werden die ⊔-Eisenkasten zur Verdichtung mit Mörtel ausgefüllt. Sehr gut für großen Druck.

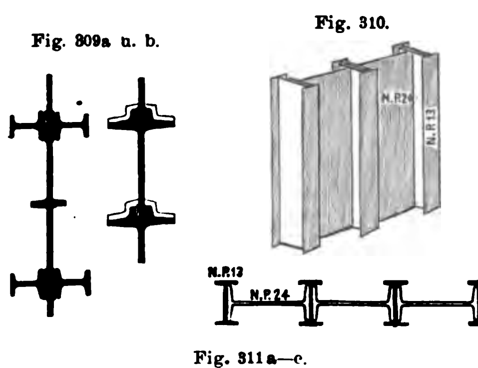
Fig. 308.



Den wagrechten Schnitt durch Wände aus besonders für diesen Zweck gewalzten Profileisen zeigen Fig. 309a u. 309b nach Patent Ohlrogge. Auch diese Eisen kann man bei geeigneter Gestalt der Nut und Federn zur Bildung runder Wände verwenden.

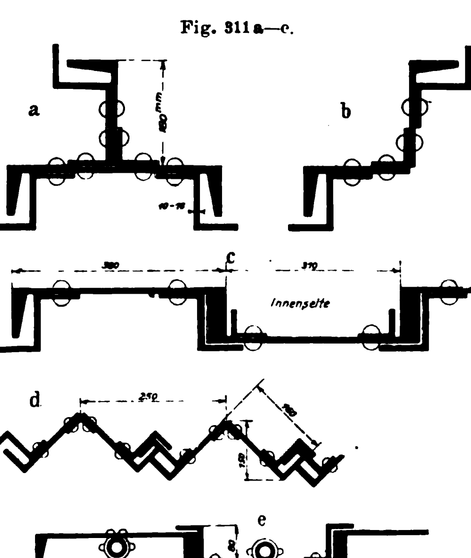
Siehe auch II. Kap. VII E.

Fig. 309a u. b. Fig. 310.



Bei einem Teile der Schleuse am Mühlendamm in Berlin kam man sehr nahe an Gebäude heran, für deren Bestand man fürchten mußte, wenn sie zu sehr durch starkes Rammen erschüttert wurden. Auf langes und starkes Rammen mußte man aber wegen vieler Hindernisse (Pfähle, Steine) gefaßt sein. Man wandte daher für diesen Teil die in Fig. 310 dargestellte Spundwand aus I-Eisen an, die mit einem Bär von nur 3 Ztr Gewicht sich beliebig tief eintreiben ließ und vollkommen dicht war.

Fig. 311 a—e.



Namentlich sind in Amerika die Wände aus Fassoneisen sehr in Aufnahme gekommen und zwar nicht nur an Stelle der hölzernen Spundwände, sondern namentlich auch an Stelle von Fangedämmen, die sie vollkommen zu ersetzen in der Lage sind, da sie sich als sehr dicht erweisen.

Es sind besonders 2 Arten zu unterscheiden.

Die eine, bei der die einzelnen Teile aus lauter im Handel vorkommenden I-, Z-, [- und L-Eisen zusammengesetzt sind, wie Fig. 311 a—e zeigt, welche das System Friestedt darstellt. Von diesen eignet sich das Profil 310d besonders da, wo größere seitliche Widerstandsfähigkeit gefordert wird. Das Gewicht einer solchen Wand beträgt 220 kg bezw. 275 kg für 1 qm fertiger Wand. Fig. 311e zeigt, wie die Spülrohre an den Profileisen befestigt werden, wenn sich der Boden zum Spülen eignet.

Die zweite Sorte besteht aus Eisen, die besonders für diesen Zweck gewalzt werden und keiner Nietung bedürfen. Fig. 312 zeigt das Behrendsche Profil (Gewicht 170 kg/qm) und Fig. 313 das Profil Vanderkloot (190 kg/qm).

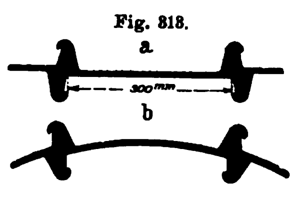
Fig. 312.

Beide Arten haben ihre Vor- und Nachteile gegen einander.

Die genieteten haben den Vorzug, daß man die Eisensorten überall bekommen kann, auch wenn einmal ein Pfahl ausgebessert werden muß, den Nachteil aber, daß sie schwerer und wegen der Nietarbeit teurer, auch wegen der Niete vielleicht etwas schwerer einzutreiben sind. Die nicht genieteten haben den Vorzug des geringeren Gewichtes, sind aber nicht überall sofort zu beschaffen.

Leicht einzutreiben sind beide Sorten, desgl. geben beide sehr dichte Wände. Die Hohlräume kann man zur Dichtung mit Lehm und Sand und Sägespänen oder Lohe vollstampfen, oder auch Sägespäne und Lohe während des Leerpumpens außen gegen die Fugen bringen, wo sie dann sich festsaugen. Bei den Friestedt'schen Wänden werden die zwischen den Winkeln an der Innenseite des Steges und den Flanschen der U-Eisen gebildeten Fugen auch — fortschreitend mit dem Leerpumpen — mittels besonderer, seitlich einzutreibender, keilförmiger Dichtungsstreifen abgedichtet. Dies ist jedoch nicht erforderlich, wenn das Wasser Schlamm oder feinen Sand mitführt. Dann werden die Fugen sehr bald von selbst dicht.

Fig. 313.



Eine aus solchen Eisen herzustellende Einschließung ist viel schneller fertig zu stellen als ein Fangedamm, sie beschränkt das Flußprofil viel weniger, und die Eisen werden meist gänzlich unbeschädigt wieder gewonnen. Selbst beschädigte Eisen haben noch einen Wert von etwa 50 %, alte Fangedamm-Hölzer dagegen meist nur noch Brennholzwert.

Solche Wände eignen sich besonders dann sehr gut, wenn unten weicher Fels oder fester Mergel oder Ton ansteht, in dem sich wohl die Eisen, aber keine hölzernen Bohlen mehr mit ihren unteren Enden etwas eintreiben lassen. Die Eisenwände geben dann eine vollkommen dichte Umhüllung, während bei hölzernen Fangedämmen in solchem Falle der Abschluß häufig besonders schwierig ist. Auch in der Nähe empfindlicher Bauwerke sind sie empfehlenswert, weil das leichte Eintreiben derselben geringe Erschütterungen verursacht.

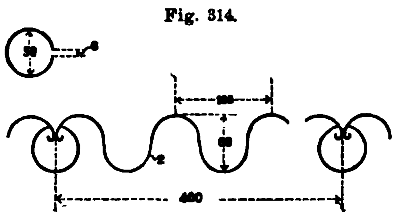
Noch sei bemerkt, daß man in Amerika zu den Aussteifungen der Wände vielfach hölzerne Steifen verwendet, welche nicht durch Keile festgetrieben werden, sondern durch Schrauben, ähnlich denen nach

Fig. 76a (Seite 39), die auf ihrem einen Ende befestigt sind. Dadurch werden Erschütterungen vermieden.

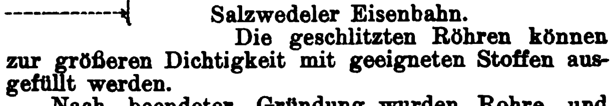
E. Einschließung aus Wellblech und Buckelblechen.

Zu zeitweisen Einschließungen von Baugruben sind dieselben zu empfehlen; für lange Dauer sind sie ihrer geringen Stärke wegen nicht verwendbar, vorausgesetzt, daß sie ohne den schützenden Überzug der Verzinkung angewendet werden. Wellblech-Wände sind verhältnismäßig leicht einzutreiben, haben eine große Widerstandsfähigkeit gegen einseitigen Druck und außerdem nur sehr wenige Fugen.

Fig. 314.

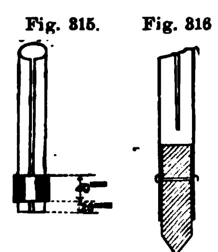


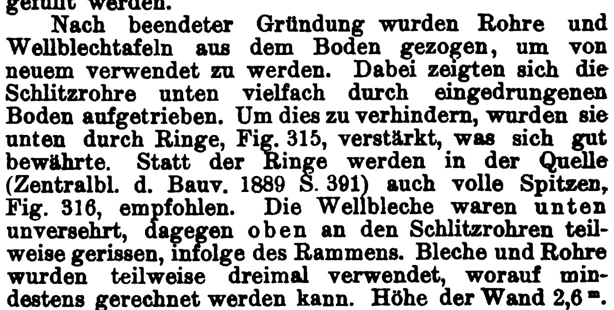
Ein Beispiel dieser Einschließung zeigt Fig. 314, angewendet beim Bau von Durchlässen in der Öbisfelde-Salzwedeler Eisenbahn.



Die geschlitzten Röhren können zur größeren Dichtigkeit mit geeigneten Stoffen ausgefüllt werden.

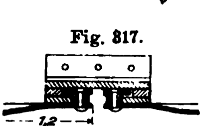
Fig. 315. Fig. 316





Nach beendeter Gründung wurden Rohre und Wellblechtafeln aus dem Boden gezogen, um von neuem verwendet zu werden. Dabei zeigten sich die Schlitzrohre unten vielfach durch eingedrungenen Boden aufgetrieben. Um dies zu verhindern, wurden sie unten durch Ringe, Fig. 315, verstärkt, was sich gut bewährte. Statt der Ringe werden in der Quelle (Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 391) auch volle Spitzen, Fig. 316, empfohlen. Die Wellbleche waren unten unversehrt, dagegen oben an den Schlitzrohren teilweise gerissen, infolge des Rammens. Bleche und Rohre wurden teilweise dreimal verwendet, worauf mindestens gerechnet werden kann. Höhe der Wand 2,6 m.

Fig. 317.



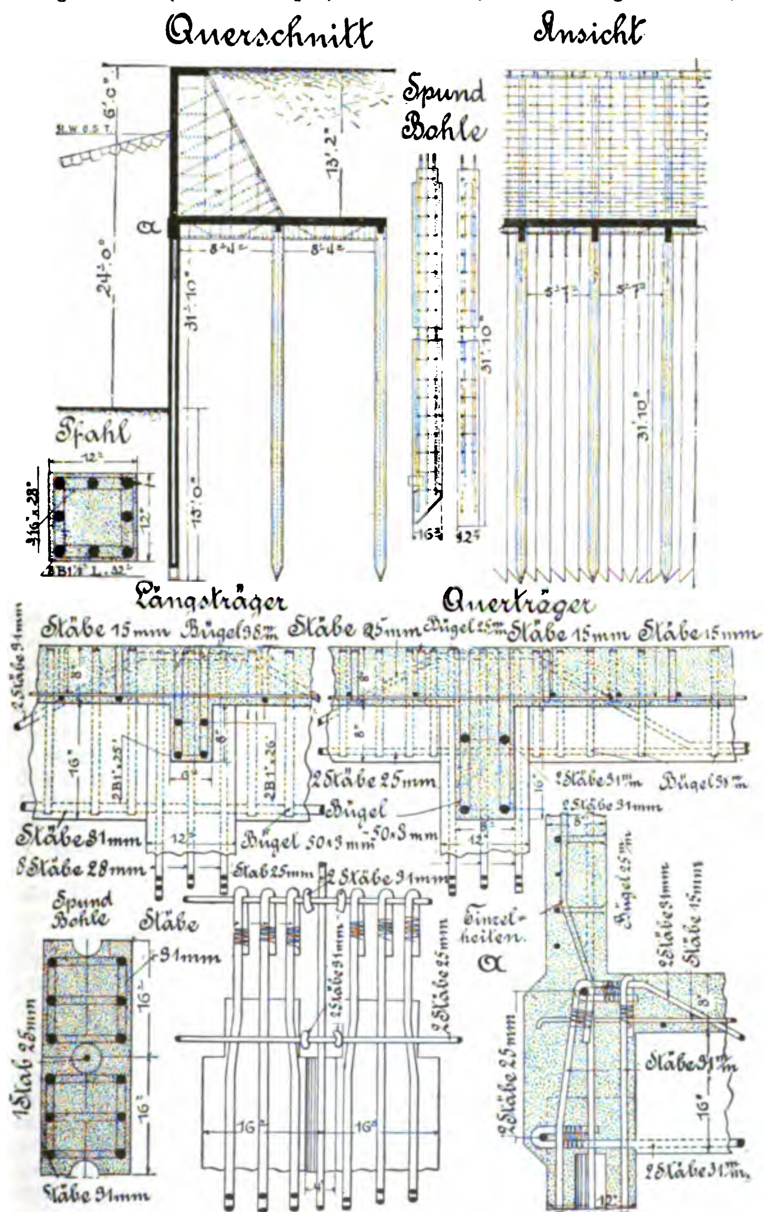
Neben Wellblechwänden hat man auch Buckelbleche nach Fig. 317 anstatt der Spundwände bei der Gründung einzelner Pfeiler der neuen Tay-Brücke bei Dundee verwandt. Die im Abstande von 1,2 m senkrecht übereinander an die Führungspfähle angenieteten Winkelstücke dienen zum Anschlusse der Versteifungen, welche den aus Flacheisen gebildeten Spundpfählen die erforderliche Steifigkeit geben und den von außen wirkenden Wasserdruck aufnehmen.

F. Spundwände aus Eisenbeton.

Fig. 318—327 zeigt eine Kaimauer aus Eisenbeton in Southampton nach Bauweise Hennebique, welche eine Nutzlast von 2500 kg/qm aufzunehmen imstande sein soll. Die obere Stützwand ist eine Platte, die an zwei senkrechten Seiten in den Verstrebungen und unten in der Plattform eingespannt ist. Der obere Rand ist durch eine Abdeckschwelle verstärkt. Die Eiseneinlagen der senkrechten Wand bestehen aus senkrechten Stäben, die an ihren unteren Enden von den kreisförmigen Nuten der Spundbohlen aufgenommen werden. Andere Eisen sind wagrecht dicht an der Außenfläche angeordnet. Sie liegen in Abständen, die nach demselben Verhältnis größer werden, wie der Erddruck kleiner wird. Die Streben an der Rückwand haben Eiseneinlagen, die parallel der geneigten Rückwand verlaufen. Außerdem einige senkrechte, von denen einer nahe an der Vorderfläche der Mauer den wagrechten Stäben der Bekleidungswand als Stütze dient, und endlich noch schräg von der Wasserseite nach der Langseite aufsteigende, welche an den schrägen Stäben an der Kante befestigt sind. Die Plattform mit der Erdbelastung in Verbindung mit dem Widerstande der Betonpfähle gegen Zug wirken dem Kippen der

Vorderwand entgegen. Die Plattform ist wie eine Decke mit Trägern und Zwischenträgern ausgebildet. Der Querschnitt der Pfähle und Spundbohlen

Fig. 818–827. (Nach Christophe, der Eisenbeton, deutsche Ausg. 1905 S. 219.)



mit ihren Eiseneinlagen ist aus den Abbildungen ersichtlich. Die Spundbohlen haben auf beiden Seiten halbkreisförmige Nuten und nur auf einer

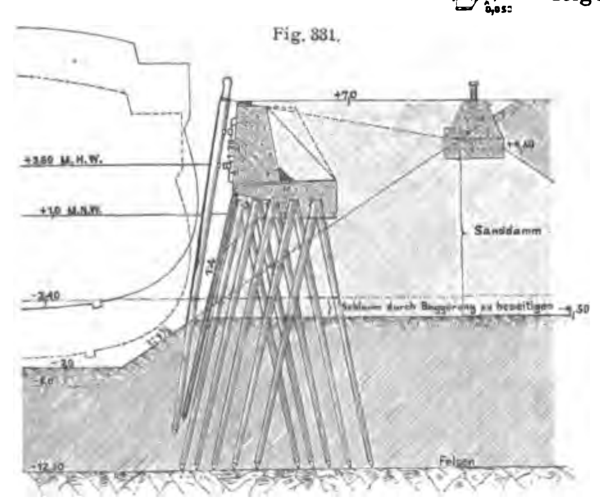
Seite dicht über der Spitze eine kurze Feder (aus Eisen oder Eisenbeton), welche in der Nut des Nachbarpfahles gleitet. Ist die Spundwand fertig gerammt oder eingespült, so wird die kreisförmige Doppelnut über der Feder mit Mörtel gefüllt.

Fig. 328—330.
(Nach Zentralbl. d. Bauv. 1900 S. 616).

Die Konstruktion macht einen nicht sehr standsicheren Eindruck, da Verstrebungen gegen den Erddruck fehlen, die leicht durch Schrägstellung der Pfähle unter der Plattform zu erreichen wären. Jedenfalls werden die Pfähle stark auf Biegen beansprucht und erleiden unten auf der Landseite, oben auf der Wasserseite Zugbeanspruchung.

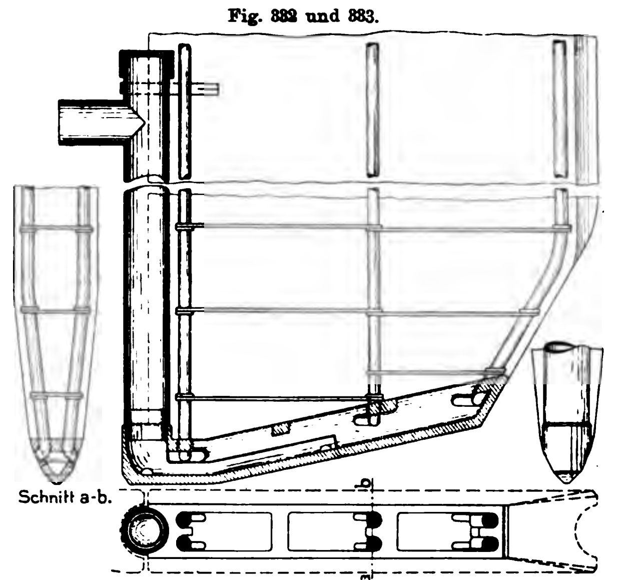
Die Fig. 328—331 zeigen die Kaimauer in Kiautschou, welche eine Spundwand nach der Bauweise Rechtern, Vering und Döpking erhalten hat. Die Bohlen sind wie Spundbohlen von Holz auf der einen Seite mit einer Nut, auf der anderen mit einer Feder versehen, die von oben bis unten durchläuft. Die Reibung zwischen Nut und Feder wird infolgedessen beim Rammen eine bedeutende sein. Das Eisengerippe besteht aus 2 I-Eisen Nr. 15 mit Querstegen aus I Nr. 25. Am unteren Ende ist ein schmiedeeiserner Schuh mit dem Eisengerippe verbunden. Diese Pfähle enthalten so viel Eisen, daß man sie eigentlich kaum noch Eisenbetonpfähle, sondern besser Eisenpfähle mit Betonumhüllung nennen kann. Da sich Betonpfähle mit viel geringeren Eiseneinlagen überall gut bewährt haben, werden sie schwerlich Nachahmung finden. S. auch Christophe, der Eisenbeton, S. 228, wo eine Uferbefestigung nach Bauweise Hennebique für den Kanal Gent—Terneuzen dargestellt ist.

Fig. 331.



Die Fig. 332 und 333 zeigen die Spundwände der A.-G. f. Hoch- u. Tiefbauten zu Frankfurt a. M. (z. Zt. der Drucklegung dieses Werkes z. Patent angemeldet). Die Spundpfähle haben auf beiden Seiten nur halbzylindrische Nuten. Die Feder wird dadurch gebildet, daß ein Eisenrohr von gleichem Durchmesser in die eine Nut eingelegt wird. Das Rohr endet unten in dem gußeisernen oder schmiedeeisernen Schuh des Pfahles, mit dem es in einer von oben leicht löslichen Weise verbunden ist. Das Rohr dient nicht nur als Feder, sondern wird gleichzeitig zum Einspritzen der Pfähle benutzt. Außerdem werden zur Verminderung der Reibung des Rohres in der Nut des Nachbarpfahles auf die ganze Länge des Rohres einzelne kleine Löcher für den Austritt von Druckwasser angebracht. Sind die Pfähle eingetrieben, so wird das Rohr entfernt und die Doppelnut voll Mörtel gegossen.

Fig. 332 und 333.



Eisenbeton-Bohlen, die wie die vorstehenden nur mit Nuten versehen eingetrieben werden, bieten außerdem noch ein vorzügliches Mittel, um den hinter der Bohlwand aufgeschütteten oder gewachsenen Boden so zu entwässern, daß der Wasserdruck auf beiden Seiten des Bohlwerkes stets gleich bleibt.

Man hat nur nötig, die doppelten Nuten, nachdem die Rohre herausgezogen sind, nicht mit Beton zu füllen, sondern mit kurzen Betonzylindern, welche in den Hohlzylinder hineinpassen, abwechselnd mit Lagen von Kies. Dann kann das Wasser überall durch die Fugen treten, ohne daß sich die Pfähle gegenseitig verschieben können. (Für dies vom Verf. ersonnene Verfahren hat die oben genannte A.-G. das Patent beantragt.)

G. Berechnung von Bohlwerken und Verankerungen.

Für die Berechnung von Bohlwerken haben Versuche von Prof. Engels und eine von Prof. Mohr auf Grund derselben aufgestellte Theorie folgende Ergebnisse geliefert. (Zentralbl. d. Bauv. 1903 S. 273 u. ff., ferner S. 649.)

1. In trockenem Sande.

a) Pfahl oben freistehend von der Breite b, am Kopfe durch H beansprucht, Fig. 334 und 335. Der Überdruck p, welchen der Pfahl für 1 qcm auf den Boden ausübt, verteilt sich nach der schraffierten Fläche, deren Begrenzung AEF als Parabel angenommen ist. Dieselbe ist festgelegt durch folgende Gleichungen:

Der größte positive Wert von p ist:

$$p_1 = \frac{p_0}{t_2}(9 + 12\,n)\,t_1$$

und der größte negative Wert

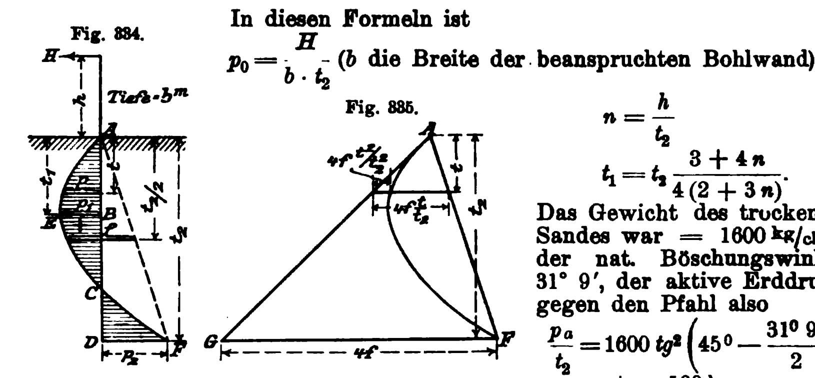
$$p_2 = p_0\,(6 + 12\,n).$$

Fig. 334.

In diesen Formeln ist

$$p_0 = \frac{H}{b \cdot t_2} \text{ (}b\text{ die Breite der beanspruchten Bohlwand)}$$

Fig. 335.



$$n = \frac{h}{t_2}$$

$$t_1 = t_2 \frac{3 + 4n}{4(2 + 3n)}.$$

Das Gewicht des trockenen Sandes war = 1600 kg/cbm, der nat. Böschungswinkel 31° 9′, der aktive Erddruck gegen den Pfahl also

$$\frac{p_a}{t_2} = 1600\, tg^2 \left(45^0 - \frac{31^0\, 9'}{2}\right)$$

= etwa 500 kg.

Dieser aktive Erddruck gegen die Vorderseite des Pfahles wurde noch **außer dem Drucke** p_2 von dem widerstehenden Boden geleistet. Bezeichnet man den Gesamtwiderstand mit p_2', so erhält man nach den Versuchen $\frac{p_2'}{t_2} = \frac{p_2}{t_2} + \frac{p_a}{t_2}$ = rd. 1100 + 500 = rd. 1600 kg/cbm, d. h. der Grenzwert $\frac{p_2'}{t_2}$ entsprach ziemlich genau dem sogen. hydrostatischen Zustande, bei dem die Größe $\frac{p}{t}$ wie in einer Flüssigkeit, nach allen Richtungen den Wert $\frac{p}{t} = \gamma = 1600$ kg/cbm hat.

Nach den Versuchen muß also der Gegenwert $\frac{p_2}{t_2} \leqq \gamma \left[1 - tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right]$ bleiben, wenn der Pfahl sich nicht bewegen soll. Wenn man die Werte von $\gamma = 1600$ kg/cbm und $\varphi = 31°\, 9'$ beibehalten will, hat man zur Ermittelung der Tiefe t die Formel

$$t^2 \geqq \frac{H\left(6 + \frac{h}{t}\right)}{1100\, b}.$$

b) **Pfahl oben gestützt oder verankert,** Fig. 336.

Die Gegendrucke des Sandes sind alle H entgegen gerichtet. Die Druckverteilung ist nach der schraffierten Fläche angenommen, deren Inhalt $0{,}7\, b \cdot t \cdot p$ und deren Schwerpunktstiefe auf $0{,}6\, t$ geschätzt ist. Die Momentengleichung in Bezug auf den oberen Stützpunkt ist dann

Fig. 336.

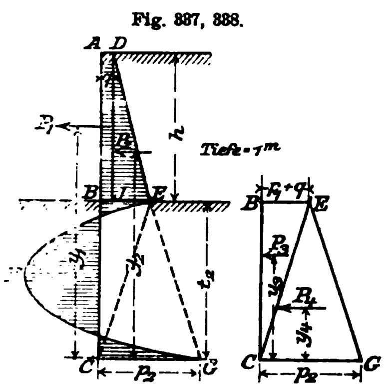
$$o = H(s - h) - 0{,}7\, p\, b\, t\; (s + 0{,}6\, t)$$

$$\frac{p}{t} = \frac{H\,(s - h)}{0{,}7\, b \cdot t^2\, (s + 0{,}6\, t)}$$

Nach den Versuchen muß auch dieser Ausdruck stets $< \gamma \left[1 - tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right]$ bleiben oder bei den dem Versuche zu Grunde liegenden Verhältnissen < 1100 kg/cbm. Ebenso erhält man mit den Werten von φ und γ zur Bestimmung von t für den oben verankerten Pfahl den Ausdruck $t^2 \geqq \frac{H\,(s - h)}{770\, b\, (s + 0{,}6\, t)}$.

Es sei noch die Berechnung des am häufigsten vorkommenden Falles eines Bohlwerkes mit Hinterfüllung und Auflast nach der gen. Quelle mitgeteilt. Rammtiefe $= t_2$, Höhe über dem Boden mit Auflast $= h$. Fig. 337 u. 338. Die einzelnen Teile der Druckverteilungsfläche Fig. 337 sind folgende:

Fig. 337, 338.



1. $ADJB = P_1 = q\,h$ worin q den durch die Belastung der Oberfläche erzeugten Druck bedeutet. $y_1 = t_2 + \frac{h}{2}$.

2. $DJE = \frac{p_1 h}{2} = P_2$;

$$p_1 = h \cdot \gamma tg^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

für $\gamma = 1600$ und $\varphi = 31^0\ 9'$ wird

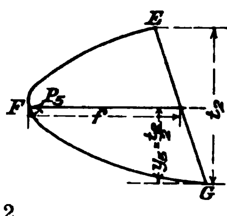
$p_1 = h \cdot 500$ kg/qm; $y_2 = t_2 + \frac{h}{3}$.

3. $BEC = \left(\frac{p_1 + q}{2}\right) \cdot t_2 = P_3$; $y_3 = \frac{2}{3} t_2$.

4. $ECG = P_4 = \frac{p_2 \cdot t_2}{2}$; $y_4 = \frac{t_2}{3}$.

5. $EFG = \frac{2}{3} f \cdot t_2$; $y_5 = \frac{t_2}{2}$.

Fig. 339.



Die beiden Gleichgewichtsbedingungen sind:

$$\Sigma P = o \text{ und } \Sigma P \cdot y = o.$$

Die obigen Werte eingesetzt:

$$1.\quad 0 = q \cdot h + p_1 \frac{h}{2} + (p_1 + q)\frac{t_2}{2} + p_2 \cdot \frac{t_2}{2} - \frac{2}{3} f t_2.$$

$$2.\quad 0 = q \cdot h\left(t_2 + \frac{h}{2}\right) + p_1 \frac{h}{2}\left(t_2 + \frac{h}{3}\right) + \frac{p_1 + q}{2} \cdot t_2 \frac{2}{3} t_2$$
$$+ \frac{p_2 \cdot t_2}{2} \cdot \frac{t_2}{3} - \frac{2}{3} f \cdot t_2 \cdot \frac{t_2}{2}.$$

Setzt man nun $\frac{h}{t_2} = n$, dividiert Gl. 1 mit $\frac{t_2}{6}$; Gl. 2 mit $\frac{t_2^2}{6}$, so erhält man $0 = q \cdot 6n + 3 \cdot p_1 n + 3(p_1 + q) + 3 p_2 - 4 f$.

$$1a.\quad 0 = q(3 + 6n) + p_1 (3 + 3n) + 3 p_2 - 4 f.$$
$$0 = q \cdot n (6 + 3n) + p_1 n (3 + 3n) + (p_1 + q) \cdot 2 + p_2 - 2 f.$$
$$2a.\quad 0 = q(2 + 6n + 3n^2) + p_1 (2 + 3n + n^2) + p_2 - 2 f.$$

Multipliziert man Gl. 2a mit 2 und zieht von der so erhaltenen Gleichung die Gl. 1a ab, so erhält man:

$$3.\quad p_2 = q(1 + 6n + 6n^2) + p_1 (1 + 3n + 2n^2).$$

Dies eingesetzt in Gl. 1a gibt:

$$4.\quad f = q(1{,}5 + 6n + 4{,}5\, n^2) + p_1 (1{,}5 + 3n + 1{,}5\, n^2).$$

Für ein Bohlwerk ohne Auflast ist $q = 0$ und

$$5.\quad p_2 = p_1 (1 + 3n + 2n^2) = 500\, h (1 + 3n + 2n^2).$$

Dieser Überdruck p_2 ist um den der Tiefe t_2 entsprechenden aktiven Erddruck gegen die andere Seite der Pfahlwand $p_a = 500\, t_2$ zu vergrößern, um den wirklichen Erddruck p_2' gegen die Pfahlenden zu bestimmen

$$p_2' = 500\, h (1 + 3n + 2n^2) + 500\, t_2.$$

Nach den Ergebnissen der Versuche darf p_2' den hydrostatischen Zustand in der Tiefe $h + t_2$ nicht überschreiten, wenn Bewegung der Pfahlwand verhütet werden soll. Diese Bedingung lautet:

$$p_2' \leqq 1600\,(h + t_2)$$

$$1600\,(h + t_2) \geqq 500\,h\,(1 + 3\,n + 2\,n^2) + 500\,t_2$$

$$1600\,(n + 1) \geqq 500\,n\,(1 + 3\,n + 2\,n^2) + 500$$

$$11 \geqq 10\,n^3 + 15\,n^2 - 11\,n$$

$$n = \frac{h}{t_2} < 0{,}94 \text{ oder}$$

$$t_2 \geqq 1{,}06\,h.$$

Nach einer praktischen Regel soll für den berechneten Fall $t_2 = h$ sein. Die neue Theorie stimmt also mit der auf praktischer Erfahrung beruhenden Regel gut überein.

2. Versuche in wassergesättigtem Sande.

Während die Formeln nach Fall 1 (in trockenem Sande) vorwiegend für Eisenbetonpfähle Verwendung finden können, liefert der zweite Fall sowohl für solche, als auch für hölzerne Bohlwerke verwendbare Ergebnisse. Der verwendete Sand war derselbe wie oben. Mittlere Korngröße 0,38 mm, größte 1,20 mm, kleinste 0,15 mm. Das Gewicht des mit Wasser gesättigten Sandes 2070 kg, der Böschungswinkel unter Wasser rd. 29°. Also nur 2° 9′ weniger als bei dem trockenen Sande, was bemerkenswert ist, weil der Unterschied in der Regel viel größer angenommen wird. Da dieser Winkel aber sicher auch sehr von der Rauhigkeit des Sandes abhängt, so ist zu raten, denselben in der Praxis womöglich stets durch Versuche zu ermitteln.

Aus den Versuchen hat sich ferner die wichtige Tatsache ergeben, daß, wenn Pfähle in vollgesättigtem Boden stehen, es nicht erlaubt ist, den Wasserdruck und Erddruck längs des eingerammten Teiles des Pfahles (nach Fig. 336) je für sich in Rechnung zu stellen und etwa den Wasserdruck von beiden Seiten des Pfahles als gleich groß aber entgegengesetzt gerichtet fortzulassen und nur mit dem Erddrucke unter Annahme des durch Eintauchen in das Wasser verminderten Gewichtes des Sandes zu rechnen.

Auf Grund dieser Erkenntnis gestaltet sich nun die Berechnung eines in voll gesättigtem Sandboden stehenden und mit Sand hinterfüllten verankerten Bohlwerkes, bestehend aus einer eingerammten auf N.W. abgeschnittenen und verankerten Wand und einer auf dieser aufgeständerten ebenfalls verankerten Wand nach Fig. 340 wie folgt:

Fig. 340.

$\varphi_1 \quad \gamma_1$

$$p_1 = \gamma_1\,t_1\,tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

$\varphi_2 \quad \gamma_2$

$$p_2 = (\gamma_3 - \gamma)\,t_2 \cdot tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

$\varphi_3 = \varphi_2 \quad \gamma_3$

$$p = k\,(t + n\,t_2)$$

$$k = \gamma_3 - \gamma_3\,tg^2\left(45 - \frac{\varphi_3}{2}\right)$$

$$n = \frac{\gamma}{\gamma_3}.$$

Die schraffierte Druckverteilungsfläche besteht aus folgenden Teilen:

1. $ABJG = p_1 \cdot t_2 = P_1;\qquad y_1 = \frac{t_2}{2}$

2. $BJC = \frac{p_2 \cdot t_2}{2} = P_2;\qquad y_2 = \frac{2 \cdot t_2}{3}$

3. $GCDE = (p_1 + p_2)\,t = P_3;\qquad y_3 = t_2 + \frac{t}{2}$

4. $CDEF = 0{,}7\,t\,(p + p_1 + p_2) = P_4;\ y_4 = t_2 + 0{,}6\,t.$

Die Gleichgewichtsbedingung $\Sigma P y = 0$ ist also:

$$1.\quad 0 = -\frac{p_1 t_2^2}{2} - \frac{p_2 \cdot t_2^2}{3} - (p_1 + p_2)\,t\left(t_2 + \frac{t}{2}\right) + 0{,}7\,t\,(p + p_1 + p_2)(t_2 + 0{,}6\,t),$$

Nach Einsetzen von $p = k\,(t + n \cdot t_2)$ und Umformung erhält man

$$2.\quad 0 = 0{,}42\,k \cdot t^3 + \Big[0{,}7\,k\,t_2\,(1 + 0{,}6\,n) - 0{,}08\,(p_1 + p_2)\Big]\,t^2 + 0{,}7\,t_2\Big[k \cdot n\,t_2 - 0{,}43\,(p_1 + p_2)\Big]\,t - t_2^2\left(\frac{p_1}{2} + \frac{p_2}{3}\right).$$

Da diese Gleichung für den **Grenzzustand** des Gleichgewichtes gilt, kann man die ungünstige Vereinfachung vornehmen, die Parabelfläche $CDEF$ durch eine Dreiecksfläche zu ersetzen. Dann geht Gl. 1 über in

$$1\text{a}.\quad 0 = -\frac{p_1 t_2^2}{2} - \frac{p_2 t_2^2}{3} - (p_1 + p_2)\,t\left(t_2 + \frac{t}{2}\right) + \frac{t}{2}\,(p + p_1 + p_2)\left(t_2 + \frac{2t}{3}\right)$$

und Gl. 2 in

$$2\text{a}.\quad 0 = \frac{k\,t^3}{6} + \left[\frac{k\,t_2}{6}(3 + 2\,n) - \left(\frac{p_1 + p_2}{6}\right)\right]t^2 + \frac{t_2}{2}\Big[k\,n\,t_2 - (p_1 + p_2)\Big]\,t - t_2^2\left(\frac{p_1}{2} + \frac{p_2}{3}\right).$$

Die Gleichungen 2 und 2a dienen zur Berechnung der Rammtiefe t, wie folgendes Zahlenbeispiel zeigt:

Gegeben: $\varphi_1 = 31°\,9'$, $\gamma_1 = 1600$ kg
$\varphi_2 = \varphi_3 = 29°$, $\gamma_3 = 2070$ kg
$t_1 = 3{,}0$ m, $t_2 = 3{,}5$ m, dann wird
$p_1 = 1500$; $p_2 = 1295$; $n = 0{,}48$; $k = 1370$ und man erhält: aus
Gl. 2) $t^3 + 7{,}06\,t^2 + 4{,}27\,t - 25{,}16 = 0$,
woraus $t = 1{,}5$ m.
Aus Gl. 2a: $t^3 + 5{,}9\,t^2 - 1{,}9\,t - 31{,}7 = 0$
und daraus $t = 2{,}1$ m.

Der Sicherheit halber empfiehlt sich, den größeren Wert $t = 2{,}1$ m aus Gl. 2a zu nehmen, da jede Verringerung der Wasserauflast die erforderliche Rammtiefe vermehrt.

In der Zeitschrift **Wasser- und Wegebau** 1904, Nr. 8 vom 15. Juli wird für ein Bollwerk, das eingerammt und bis oben mit Boden hinterfüllt ist, die günstigste Lage der Verankerung ermittelt.

Fig. 341.

Fig. 345.

Es ergibt sich:

1. Für einen Anker, Fig. 341:
Günstigste Lage des Ankers im Abstande $0{,}472 \cdot h$ von oben (h s. Fig.)
Größtes Moment für die Bohlen $M_z = \frac{0{,}105\,E \cdot h}{3}$ (E = Erddruck) s. Fig. 342. Der Zug $Z = 0{,}565\,E$. Die Einflußlinien für M_B, M_Z u. Z sind in Fig. 343 und 344 auf folgender Seite dargestellt.

2. Für zwei Anker, Fig. 345 auf v. S.:
Günstigste Abstände der Anker 0,707 h bez. 0,334 h.
Größtes Biegungsmoment $M = \frac{0,036}{3} \cdot E \cdot h$; Ankerzüge $Z = 0,283\,E$,
$Y = 0,451\,E$. Vergl. Fig. 346.

Durch Anordnung eines Ankers in der Höhe 0,472 h unter der Erdoberfläche wird also das für die Berechnung des Bohlwerkes maßgebende Moment auf rd. $^1/_9$ des Maximalmomentes der unverankerten Wand vermindert, bei Anwendung von zwei Ankern in den angegebenen Lagen auf rd. $^1/_{27}$. Vom Anker sind im ersten Falle 0,565 des Erddruckes, im zweiten 0,283 + 0,451 = 0,734 des Erddruckes aufzunehmen.

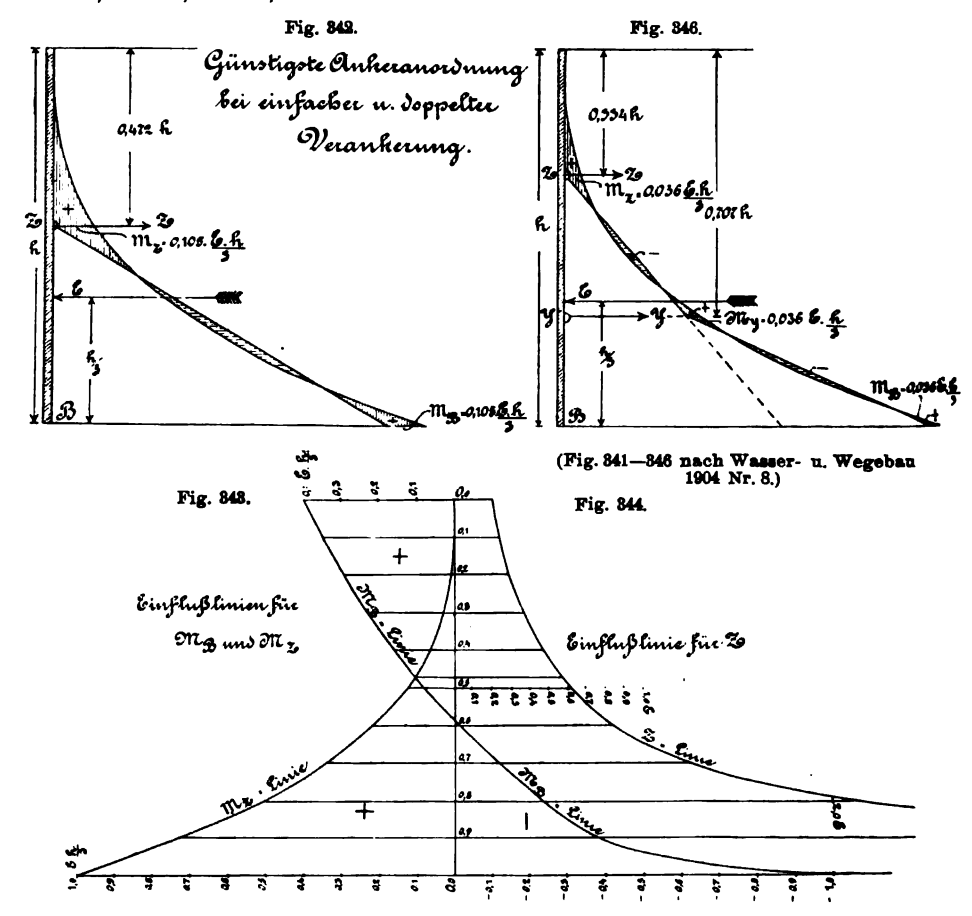


Fig. 342. Fig. 346. Fig. 343. Fig. 344.

(Fig. 341—346 nach Wasser- u. Wegebau 1904 Nr. 8.)

Es ergibt sich ferner, daß der Querschnitt der Pfähle der einfach verankerten Bohlenwand nur rd. $^1/_4$ so stark, der doppelt verankerten nur $^1/_9$ so stark genommen zu werden braucht, wie der Querschnitt der unverankerten Wand.

Noch ist zu bemerken, daß es für die Wahl des günstigsten Angriffspunktes des einen Erdankers ziemlich belanglos ist, ob bei B ein Gelenk (aufgeständerte Wand) ist oder nicht. Für die aufgeständerte Wand

liegt nämlich der Anker am besten $0{,}475\,h$ unter der Oberfläche, das Maximalmoment in der aufgeständerten Wand ist $M = \frac{0{,}107\,Eh}{3}$ also fast genau so groß wie unter 1. Der Zug im Anker ist aber in diesem Falle etwas größer nämlich $Z = 0{,}635\,E$.

Ist das Erdreich oben belastet, so muß in bekannter Weise die Belastung in Erddruckhöhe umgerechnet, die Gesamthöhe also entsprechend größer genommen und hiernach die Lage der Anker bestimmt werden.

Es muß übrigens bemerkt werden, daß die berechneten Werte als richtig nur dann gelten können, wenn die Bohlen bei B ein festes Widerlager, z. B. eine Betonsohle haben. Stecken sie nur im Boden, so wird das größte Moment nicht bei B, sondern tiefer im Boden liegen.

Über die Herstellung versch. Verankerungen siehe Kap. II Abschn. III, D.

H. Fangedämme.

Fangedämme kommen zur Anwendung, wo wegen höheren Wasserdruckes die einfache Spund- oder Bohlwand nicht ausreichend dicht herzustellen ist.

1. Bei der Anlage nach Fig. 347 ist nur an der Baugrubenseite eine Umschließung durch Holzwand angewendet, gegen welche sich eine Erdschüttung stützt. Die Holzwand kann je nach Umständen eine Stülpwand, Bretterwand mit wagrechten Fugen oder Spundwand sein. Der Boden muß gehörig festgestampft werden und aus wenig Wasser durchlassendem Ton oder Lehm bestehen. Sandiger, nicht zu trockener Lehm ist im Vorzuge gegen sehr fetten und trockenen, weil er sich dichter schichten läßt. Die wasserseitige Böschung der Erdumschüttung muß gegen Abspülen durch Rasenbelag oder eine Spreitlage gesichert werden.

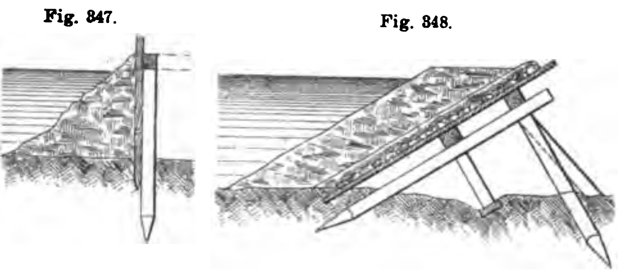


Fig. 347. Fig. 348.

Man hat derartige Fangedämme auch mit gegen die Baugrube stark geneigten und durch Pfähle unterstützten Holzwänden, Fig. 348, ausgeführt, auf die sich in gleichmäßiger Stärke die abdichtende Bodenlage legt. Diese Anordnung ist indessen nicht zu empfehlen. Sie erfordert nicht nur mehr Holz, sondern vergrößert auch den trocken zu legenden Raum der Baugrube und außerdem ist die Ausführung mit senkrechter Wand auch deswegen richtiger, weil bei ihr mit der zunehmenden Tiefe unter dem Wasserspiegel, also mit zunehmendem Wasserdruck, die Stärke der Erdschicht wächst.

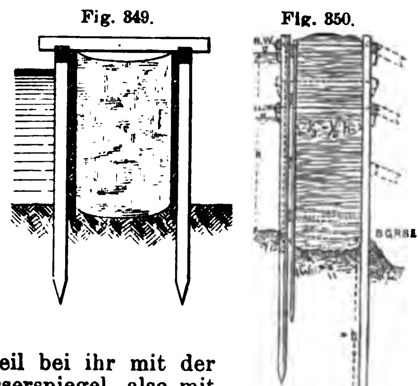


Fig. 349. Fig. 350.

2. Bei starkem Wellenschlage oder in heftigen Strömungen, sowie auch bei großen Wassertiefen wendet man sogen. **Kastenfangedämme** an, welche im wesentlichen aus zwei parallelen senkrechten oder auch nach

oben etwas zusammengezogenen Wänden bestehen, zwischen die man das Dichtungsmaterial bringt. Die Wände sind bei größerer Höhe nicht nur oben, sondern auch weiter hinab mehrmals mit einander durch Zuganker zu verbinden, damit sie durch das einzustampfende Dichtungsmaterial nicht auseinandergetrieben werden. Die oberste Verbindung, welche meist in der Oberfläche des Dichtungsmateriales liegt, kann aus Holz hergestellt werden, während die tieferen, welche ganz umschüttet werden, besser aus Eisen bestehen. Diese Zuganker bilden, betreffs der Dichtigkeit, in der Regel die schwächsten Stellen der Fangedämme, weil der Raum unter ihnen nur schwer gut auszufüllen ist, so daß dort bequeme Gelegenheit zum Durchdringen von Wasser geboten ist.

Als Zuganker eignen sich am besten hochkantig gestellte Flacheisen, die nach der Unterkante zugeschärft werden, wenigstens nahe den Enden.

Die Holzwände für einen Fangedamm führt man bei geringeren Tiefen, und wenn sie nicht als bleibender Schutz des Fundamentes erforderlich sind, in der Weise aus, daß man zwei Pfahlreihen schlägt, die man oben in der Längsrichtung verholmt, Fig. 349.

Bevor man den Dichtungsstoff einbringt, reinigt man die Sohle durch Wegbaggern etwaigen lockeren Bodens, und bringt oben über den Holmen oder unmittelbar an den Pfählen Querzangen an.

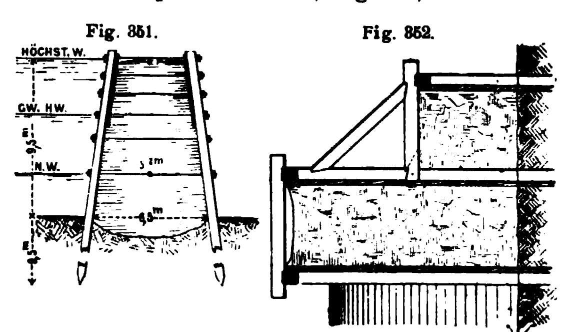
Bei größeren Tiefen (über 2 m), sowie bei Gründungen auf Sandboden, wo eine Spundwand als dauernder Schutz des Fundamentes erhalten bleiben soll, benutzt man diese als innere Wand des Fangedammes und stellt dann nur eine schwache äußere Wand her, Fig. 350. Bei gehöriger Verankerung der Wände unter einander hat die innere Wand den ganzen Wasserdruck aufzunehmen, muß daher entsprechend stark gemacht oder abgesteift werden Die Spundbohlen der Innenwand und die in etwa 1—1,5 m Entfernung von einander stehenden Pfähle der Außenwand rammt man etwa ebenso tief ein, als das Wasser Tiefe hat. Nach den S. 149 ff. mitgeteilten Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit von Pfählen gegen seitlichen Druck ist indessen wegen der Festigkeit allein eine größere Tiefe als rund 4,5 m kaum erforderlich.

Stellt man die Bohlen der äußeren Wand, wie in Fig. 350, senkrecht und treibt sie gleichfalls etwas in den Grund ein, so stützen sie sich gegen Gurt- oder Rahmhölzer, die — je nach der Stärke der Bohlen — in geringerem oder größerem Abstande von einander angebracht sind.

Wagrechte Verbände an den Innenseiten der Wände anzubringen, ist unzulässig, weil sie sich nicht dicht unterfüllen lassen.

3. Bei großen Wassertiefen wendet man sowohl innen als außen Pfahl- oder Spundwände an, Fig. 351, oder stellt auch wohl 3 Wände, von denen dann die innere nur etwa bis zur halben Höhe der beiden anderen zu reichen braucht, Figur 352. Durch die mittlere Holzwand werden etwaige Wasseradern, die sich durch den Dichtungsstoff ziehen könnten, wirksam unterbrochen.

Fig. 351. Fig. 352.



Besteht der Baugrund aus Kies, unter dem in erreichbarer Tiefe undurchlässige Schichten (Ton, Schiefer usw.) gelagert sind, so wird man an Kosten für die Wasserbewältigung bedeutend sparen, wenn man nicht nur die Holzwände

bis in die dichte Schicht hinabtreibt, sondern auch den Kies zwischen den Wänden entfernt und den Füllstoff bis zu dieser Tiefe reichen läßt.

4. Füllstoff der Fangedämme. Hierfür gilt dasselbe, was S. 155 über die Hinterfüllung nur einer inneren Wand bemerkt wurde. Feuchter, sandiger Lehm, Gartenerde oder lehmiger Sand sind am geeignetsten. Ist derartiger Boden nicht in genügender Menge beschaffbar, so kann man die Füllung auch aus zwei — senkrechten — Schichten bilden, einer inneren aus Lehm und einer äußeren aus feinem Sande. Letztere wird der Entstehung größerer Höhlungen vorbeugen, während die Lehm- oder Tonschicht den dichteren Abschluß bewirkt. Zur Trennung der beiden Schichten ist eine provisorische Scheidewand zwischen ihnen herzustellen, die man mit dem Fortschreiten der Ausfüllung hoch zieht, wobei der Sand die sich unter der Scheidewand bildenden Hohlräume füllt. Mit der Lehmschüttung muß man beginnen, dieselbe auch stets etwas höher halten als die Sandschüttung, um zu vermeiden, daß einzelne Sandadern sich durch den ganzen Fangedamm erstrecken. Bei großer Stärke der Lehmschicht ist diese Vorsicht unnötig.

Ein sehr guter Füllboden, welcher geringe Stärke des Fangedammes ermöglicht, ist eine Mischung aus lehmigem Sand und Gerberlohe. Es genügt u. a., diese Mischung nur an der inneren Wand anzuwenden und den übrigen Teil aus gewöhnlichem feinem Sande herzustellen. Der Vorzug des genannten Stoffes besteht darin, daß er, wenn sich Quellen bilden, von dem Wasser gegen die undichten Stellen der inneren Holzwand mitgerissen wird und dort den dichten Abschluß selbsttätig wieder herstellt.

5. Die Dicke des Fangedammes richtet sich außer nach seiner Höhe auch nach der Güte des Füllstoffes und der Arbeit. Ist der Füllstoff von geringer Dichtigkeit, so muß man diesen Fehler durch größere Stärke auszugleichen suchen.

Früher wählte man: Stärke gleich Höhe, so lange die Höhe etwa 3^{m} nicht überschritt, bei größeren Höhen $= 0{,}5\,h + 1{,}25^{m}$. Diese Regeln sind willkürlich und werden in neuerer Zeit auch nur wenig oder gar nicht mehr beachtet.

Wesentlich für die Bestimmung der Stärke eines Fangedammes sind Jahreszeit der Bauausführung und Dauer, wie der Charakter der Gewässer. Bei auf kurzer Dauer berechneter Ausführung in einer Jahreszeit, welche wenig Wahrscheinlichkeit für den Eintritt von Hochwassern bietet, wird man in der Stärke weniger weit greifen, als bei Gründungen, die über einen längeren Zeitraum sich erstrecken, welcher Jahreszeiten einschließt, in denen mit Wahrscheinlichkeit Hochwasser und Stürme zu erwarten sind. Ist die Wahrscheinlichkeit von Störungen durch Hochwasser nur sehr klein, so kann es im Interesse sparsamer Ausführung in Frage kommen, den Fangedamm so niedrig zu halten, daß derselbe (und mit ihm die Baugrube) gelegentlich überflutet wird. Es ist dann aber nötig, die Krone gegen Abspülungen sicher zu stellen.

6. Dichtung von Quellen. Größere Quellen, welche sich bei Fangedämmen mit Erdfüllung zeigen, muß man, namentlich, wenn dieselben unterhalb der inneren Wand ihren Weg gefunden haben, zunächst von außen abzufangen suchen. Hat man die betr. Stelle in oder neben der Außenwand ermittelt, so schließt man sie durch einen fertig gezimmerten Kasten ein, oder rammt eine leichte Spundwand um die Stelle und füllt dann den Raum mit Stoff von sehr guter Beschaffenheit aus. Zu unterst eignet sich am besten Dünger aus langem Stroh, der den ersten Abschluß bildet; darüber folgen Sägespäne und Lohe mit Lehm und sandiger Lehm.

Ist eine Fehlstelle nicht von außen auffindbar, besteht dieselbe vielleicht aus mehreren kleinen Einzeladern, welche sich erst an der Innenseite zu einer Quelle vereinigen, so muß man in derselben Weise wie vor den Schaden von innen aus zu beseitigen suchen.

Bei größeren Löchern wendet man zu unterst auch wohl mit Erde gefüllte Säcke an.

Besteht die Undichtigkeit an der Außenwand aus einer größeren Anzahl kleiner Öffnungen, so kann man sie bisweilen dadurch schließen, daß man ein entsprechend großes Stück geteerter Leinwand vor die betreffende Stelle bringt. Gleichzeitig wird man den Füllstoff des Fangedammes fester zu rammen suchen, um etwaige Hohlräume zu schließen.

Ist der Fangedamm hoch und dabei schmal, so wird der Boden im oberen Teil leicht so stark verdichtet, daß die Wirkung des Rammens sich auf die Hohlstellen nicht erstreckt. In solchen Fällen bleibt nichts übrig, als den Füllstoff teilweise oder ganz bis zur undichten Schicht zu entfernen und neu wieder einzustampfen.

7. Den Anschluß von Fangedämmen an das Ufer bildet man dadurch, daß man sie so weit in dasselbe einbindet, als sich das Erdreich des Ufers locker und von Wurzeln durchsetzt zeigt. — Der Anschluß an fertige Mauern erfordert stets große Sorgfalt bezüglich der Ausführung und der Wahl des Dichtungsstoffes. Lehmiger Sand mit Sägespänen oder Lehm sind für den Kern der Füllung am zweckmäßigsten; für die Lagen an den Holzwänden eignet sich aber besser Langstroh-Dünger, welcher namentlich die größeren Fugen zwischen der Mauer und den Holzwänden dichtet.

8. Eine gleichartige Schichtung wie vor empfiehlt sich auch bei Fangedämmen auf felsigem Grunde, deren Holzwände nicht vollständig genau aufstehen. Da hölzerne Pfähle in Felsmassen nicht zu befestigen sind, wendet man hier auch runde eiserne Stangen an, deren untere Enden in gebohrten Löchern stecken.

Beim Bau einer Brücke über den Duero, dessen Bett aus nacktem, sehr unebenem Fels bestand, ist Wex folgendermaßen vorgegangen. (Zeitschr. f. Bauw. 1874 S. 461.)

Das doppelwandige Gerippe des Fangedammes wurde, an einem schwimmenden Gerüste hängend, über die Versenkungsstelle gebracht, und es wurden dort die Stiele möglichst nach der Oberflächengestalt des Felsens abgeschnitten. Nach Hinabsenkung des Gerippes und Sicherung desselben durch äußere Steinpackung gegen den Strom wurden die senkrechten Bekleidungsbohlen der doppelten Wände einzeln hinabgelassen und möglichst an den Felsen angepaßt. Der Zwischenraum zwischen den Wänden wurde unten mit Beton, oben mit Lehm gefüllt. Erfolg gering, weil der Fels rissig war. Nur zweckmäßig bei durchaus dichtem Felsen von möglichst glatter, wenn auch stark abschüssiger Oberfläche, sonst Preßluftgründung sicherer, schneller und billiger.

9. Bei Gründungen auf Beton[1]) stellt man zweckmäßig die Fangedämme im Anschlusse an die Sohle gleichfalls aus Beton her. Es ist dies allerdings ein teures, aber auch vorzügliches Füllmaterial, welches eine weit geringere Stärke des Fangedammes zuläßt. Bei derartigen Fangedämmen ist die äußere Wand namentlich dann, wenn man sie zum dauernden Schutze des Fundamentes als Spund- oder Pfahlwand herstellt, die stärkere und die tiefer reichende.

Diese äußere Wand muß zunächst vollständig fertiggestellt werden. Hierauf hebt man die Sohle in der Baugrube bis zum tragfähigen Baugrunde aus und bringt die Betonsohle in voller Stärke ein. Auf die noch frische Schüttung stellt man alsdann die innere Wand des Fangedammes, die man ein wenig eintreibt. Am unteren Ende, wo die Wand nur geringen Halt hat, ist eine gute Aussteifung anzubringen.

Um einen dichten Anschluß des Fangedammes an die Sohle zu erzielen, muß etwaiger Schlamm der Sohle sorgfältig entfernt werden.

Fig. 853 zeigt einen Fangedamm für eine Schleusenkammer. Derselbe ist gleichzeitig als ein Teil der Seitenwände verwertet, indem die inneren Holzwände nach vollständiger Erhärtung entfernt werden.

---

[1]) Über eine eigenartige Herstellungsweise eines Betonfangedammes s. Kapitel II, Abschn. VII, F. Versteinerungs-Gründung.

Eine etwas abweichende, bei der Koblenzer Rheinbrücke angewendete, Form zeigt Fig. 354. Es sind hier zwei kleine innere Wände angeordnet; der Zwischenraum zwischen denselben ist mit Beton gefüllt, derjenige zwischen der äußeren Spundwand und der zunächststehenden inneren Wand dagegen mit Ton.

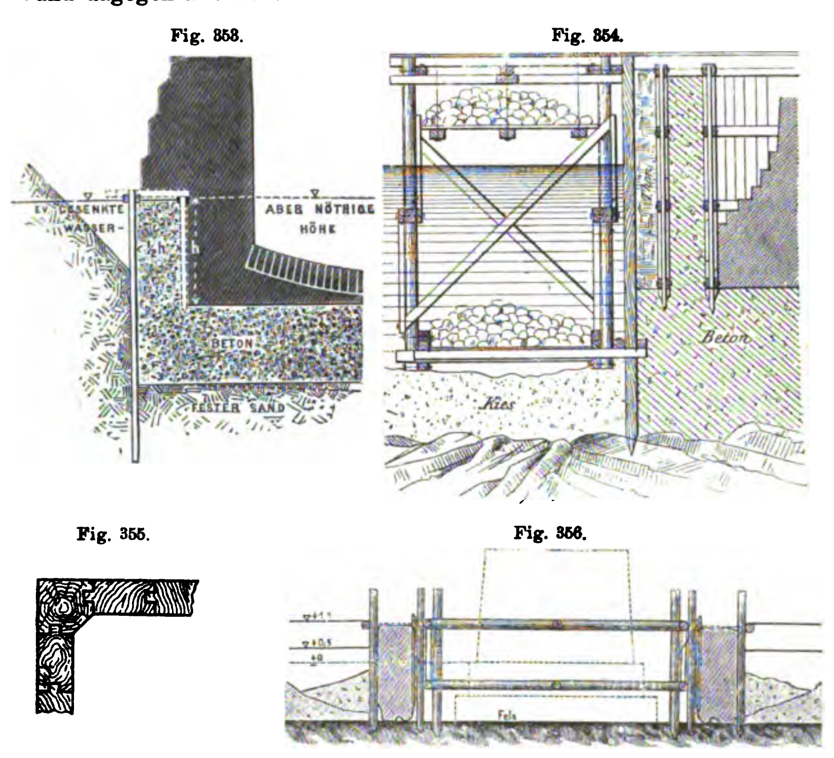


Fig. 353. Fig. 354.

Fig. 355. Fig. 356.

Fig. 357.

10. Bei allen Fangedämmen müssen **scharfe und namentlich spitze Ecken möglichst vermieden werden**, weil dieselben sich schwer ausfüllen lassen, und infolgedessen leicht Veranlassung zur Bildung von Quellen geben. Daher sind bei Spundwänden die Eckpfähle innen abzuschrägen, Fig. 355. In England vermeidet man die Ecken häufig ganz, indem man bogenförmige Grundrisse wählt, eine Form, die jedoch in der Herstellung unbequem und teuer ist und bei Vorsicht auch entbehrt werden kann.

11. Bei der Entfernung der Fangedämme nach Fertigstellung des Fundamentes dürfen tief unter die Fundament-Sohle reichende Pfähle **nicht ausgezogen werden**, sondern sind zu kappen oder abzuschneiden, weil die beim Ausziehen entstehenden Löcher zu Senkungen des Fundamentes Veranlassung geben können.

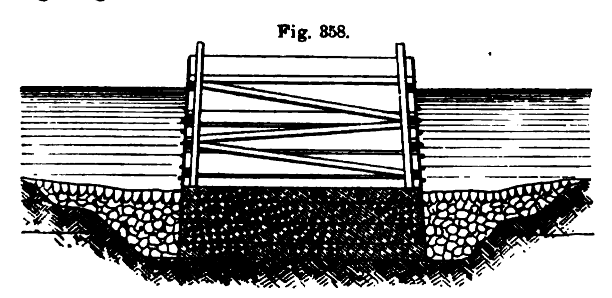
Eine **Fangedamm-Konstruktion aus Rundpfählen**, die nur an den sich berührenden Seiten etwas behauen waren, hat sich beim Bau der neuen Saalebrücke in Kösen gut bewährt, Fig. 356 und 357. (Nach Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 412.) Die beiden Pfahlreihen der Fangedämme waren 1,5 m voneinander entfernt. Der Boden zwischen den Pfahlreihen wurde bis zu der schwachen über dem Felsen lagernden Tonschicht sorgfältig entfernt. Dann wurden die beiden Pfahlreihen von innen mit Sackleinewand behängt, und es wurde lehmiger Mutterboden eingebracht. Der Fangedamm war so dicht, daß der Grund für den Pfeiler bis zum Felsen im Trockenen mit größeren Pausen beim Pumpen ausgehoben werden konnte.

J. Geschlossene Umhüllungen aus Eisen oder Holz.

Statt der Fangedämme aus einzelnen Wänden mit eingeschüttetem Dichtungsmaterial stellt man auch **geschlossene und abgedichtete Umhüllungen aus Eisen oder Holz** her, die man im ganzen versenkt.

1. **Eine eiserne Umhüllung**, wie dieselbe beim Bau der Eisenbahn-Brücke über die Marne bei Nogent von **Pluyette** angewendet wurde, zeigt Fig. 358. Der Blechmantel besteht aus 2 Teilen, die durch von innen zu lösende Schrauben miteinander verbunden sind. Die Höhe des unteren Teiles ist etwas größer, als die Betonsohle stark gemacht wurde. Nachdem der Mantel auf den Grund gesetzt ist, muß derselbe zunächst durch Steinschüttungen gegen Unterspülung gesichert und dann gegen den äußeren Wasserdruck ausgesteift werden.

Fig. 358.



Das auf die Betonsohle zu setzende Mauerwerk muß gegen den Eisenmantel genügend weit zurücktreten, um nach Fertigstellung desselben bis über Wasser die oberen Teile des Mantels lösen zu können. So weit der Mantel ausbetoniert wird, braucht er nur aus schwachen Blechen von etwa 5 mm Stärke zu bestehen. Gegen den Druck der äußeren Steinschüttung kann man denselben durch Fassoneisen-Versteifungen schützen. Um die Spannungen in den Mantelblechen zu vermindern, empfiehlt es sich, diese nicht glatt anzuordnen, sondern ihnen zwischen den senkrechten oder wagrechten Versteifungsrippen eine **Einbiegung nach Innen** zu geben. Die durch den Wasserdruck erzeugte Spannung kann man für die Bleche unbedenklich zu 1000—1200 kg/qcm nehmen. Hierzu s. an späterer Stelle.

Für den Bau der **Molenköpfe** am Hafen in Stolpmünde hat man eiserne Senkkasten ohne Boden verwendet, Fig. 359—361. (Nach Zeitschr. f. Bauwesen 1902, Taf. 71, Fig. 6—8.) Sie bestehen aus 8 mm starken Blechen mit den nötigen Aussteifungen. Zur Verbindung zwischen Außen- und Binnenwasser des abgesenkten Kastens sind in der Rückwand des letzteren zwei Ventile von 50 × 50 cm vorgesehen, welche nur während der Arbeitspausen geöffnet wurden.

Die Kasten wurden auf gerammten Gerüsten hergestellt, welche zwei Arbeitsböden hatten, die 1 m bezw. 7,36 m über M.W. lagen.

Auf dem unteren Arbeitsboden wurde zunächst das Gerippe der Außenhaut des ganzen Senkkastens und die Versteifungsträger zusammengestellt, wobei aber die Seiten des Blechmantels nur bis zur Höhe der Oberkante der Versteifungsträger eingebaut werden konnten. Nachdem bis zu dieser der Blechmantel angenietet war, wurde der Senkkasten durch vier auf dem oberen Arbeitsboden stehende Spindeln etwas gehoben, der untere

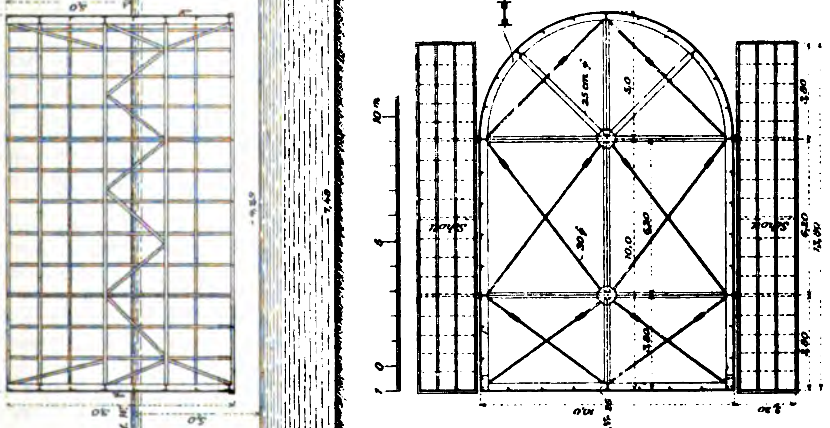
Boden entfernt und der Kasten dann soweit in das Wasser gesenkt, daß die beiden langseitig angelegten Schwimmblasen (s. d. Abbildg.) eingehakt werden konnten. Alsdann erfolgte die Fertigstellung und mit Hilfe der Schwimmblasen der Transport zur Versenkungsstelle.

Die Schwimmblasen hatten ein dichtes Querschott und außerdem noch in jeder Hälfte zwei durchlochte 1,45 m hohe Querwände, um ein starkes Hin- und Herschießen des einzulassenden Wassers zu hindern.

Nach Versenkung der Kasten in den vorher fertig gestellten Baugruben wurden sie bis 1 m unter M.W. mit einer Betonsackschüttung und darüber mit Stampfbeton gefüllt.

Fig. 359—361. Molenköpfe am Hafen von Stolpmünde.

2. Hölzerne Umhüllungen. Die Fig. 362—364 stellen eine neuere Ausführung dar (Bau einer gewölbten Eisenbahn-Brücke über die Dordogne bei Beygnac). Der Baugrund war Kalkfelsen, über dem nur eine schwache Schicht Kies lagerte Dieser wurde zunächst sorgfältig beseitigt und darauf der am Ufer auf einer schiefen Ebene fertig zusammengestellte und gedichtete Kasten zu Wasser gebracht und zwischen zwei Kähnen zur Stelle geflößt Um ruhigeres Wasser zu schaffen, hatte man stromaufwärts einen provisorischen Wellenbrecher ausgeführt. Die



Versenkung des Kastens an Ort und Stelle geschah durch Belastung mit Eisenbahnschienen. Die Wände desselben waren möglichst genau dem Grunde angepaßt. Nach der Versenkung schlossen Taucher die größeren Öffnungen unter dem Rande mit Brettchen und Keilen und packten um

den Kasten einen Ton-Wulst; alsdann wurden Leinwandstreifen mit einer Längsseite an die Wände des Kastens genagelt, auf die man mit Ton gefüllte Säcke legte. Bei dem langsamen Auspumpen der Baugrube beseitigten Taucher die noch verbliebenen kleinen Undichtigkeiten. Das Mauerwerk wurde unmittelbar auf den Felsboden gesetzt. - Die Wände des Kastens sind nach oben verjüngt, was vorteilhaft ist, weil derselbe so etwas gegen den Grund gedrückt wird.

Fig. 362.

Fig. 363 und 364.

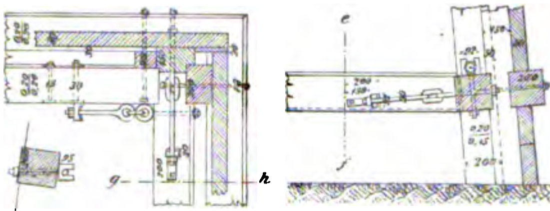
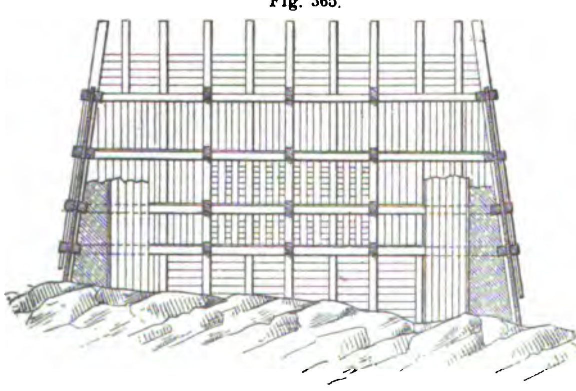


Fig. 365.

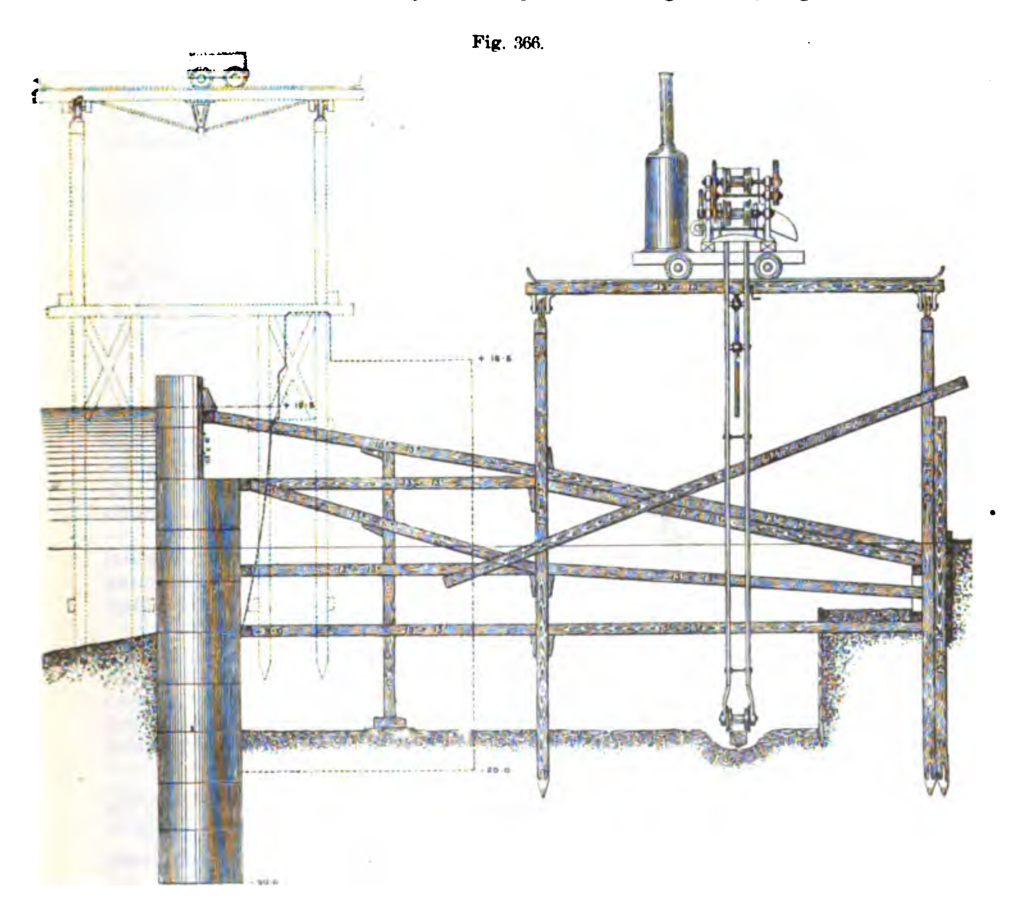


3. Bei ebenem Felsgrunde hat man den dichten Anschluß in der Weise hergestellt (Brückenbauten auf der Linie Tours-Bordeaux), daß man, Fig. 365, den Kasten nur im oberen Teile mit kalfaterter Bohlenschalung versah, während außerhalb der kalfaterten, wagrecht liegenden, Schalung, starke Bohlen senkrecht lose zwischen Doppelzangen geführt wurden. Sobald der Kasten den Grund erreicht hatte, wurden die stehenden Bohlen auf den Felsgrund hinab gelassen, und möglichst fest angetrieben. Endlich wurde noch im Innern des Kastens aus senkr. Bohlen in etwa 1^{m} Abstand von den äußeren Wänden eine zweite Wand hergestellt, derenOberkante höher hinauf reichte, als die Unterkante des kalfaterten Teiles der Kastenwände. Der Zwischenraum zwischen beiden Wänden wurde mit Beton gefüllt.

4. Eine eigentümliche Fangedamm-Ausführung ist bei dem Bau des Londoner Thames Embankment zur Anwendung gekommen, deren Hauptteile in den Fig. 366—368 dargestellt sind. Es wurden dort **hohle Eisenzylinder** bis in den festen Ton versenkt und in ihrem unteren Teile bis zur Höhe des Flußgrundes mit Beton gefüllt. Die Zylinder hatten elliptischen Grundriß (Achsen $3{,}66^{m}$ und $2{,}13^{m}$). Als Material wurde Blech mit L-Eisen verwendet; der unterste Ring eines jeden Zylinders aber bestand aus Gußeisen, unten mit einer Schneide von bedeutender Stärke, bei etwa

1625 ^{kg} Gewicht. Die Bleche waren, je nach der Beanspruchung, 12—15 ^{mm} stark. Die einzelnen Ringe, aus denen ein Zylinder mittels Flanschen zusammengeschraubt wurde, hatten 1,38 ^{m} Höhe und bestanden wieder aus zwei gleichen senkrecht geteilten Hälften, deren Stöße in der großen Achse der Ellipse lagen. Zwischen dem Stoß der beiden Hälften wurde eine Nut mit Fassung aus Gußeisen gelegt und je zwei benachbarte Zylinder wurden so an einander gestellt, daß die Öffnungen der Nuten genau zu einander paßten. In die Nut wurde dann zur Abdichtung ein passendes Holz eingetrieben, welches gleichzeitig als Führung diente, Fig. 367, 368.

Fig. 366.

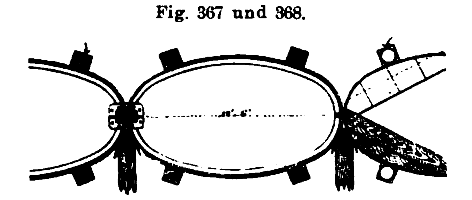


Das obere Ende wurde nur halbzylindrisch ausgeführt, Fig. 366. Gegen das Ufer wurden die Zylinder abgesteift, und außerdem während der Versenkung zwischen Pfählen geführt. Im Inneren wurden einige Böden aus starken Hölzern angebracht, sowohl zur Aussteifung, als auch zur Aufnahme von Belastungs-Material bestimmt.

Die Netto-Kosten berechnet unsere Quelle zu nur 870 $^{M.}/_{m}$, während diejenigen eines Fangedammes aus zwei Pfahlwänden und Tonfüllung auf 1027 $^{M}/_{m}$ angegeben werden. Dabei sind indessen alle Zylinderringe, weil sie wiedergewonnen werden mit dem Neuwerte zurückgerechnet, und desgl. ist bei den Aussteifungen an Wert des Holzes, sowie an sonstigen

Werten der Betrag von 56 M. zurückgerechnet worden, während bei dem Kasten-Fangedamm für wiedergewonnenes Holz oder Eisen im ganzen nur etwa 50 M. angesetzt worden sind.

Fig. 367 und 368.





Da der Unternehmer für 1 m Dammlänge 160 M. als Entschädigung für die einbetonierten in der Erde verbleibenden Zylinderteile erhielt, so stellen sich die Bruttokosten des Eisen-Fangedammes auf 607 M./m, diejenigen des Kasten-Fangedammes dagegen nur auf 345 M./m, sodaß der erstere jedenfalls nur unter außerordentlich günstigen Verhältnissen billiger werden könnte.

Die Versenkung der Zylinder geschah mittels Luftdruck-Gründung.

Ein ähnlicher Fangedamm ist übrigens bereits bei dem Bau der neuen Trockendocks zu Lorient ausgeführt. Nur wurden hier gemauerte Brunnen versenkt und untereinander durch Spundwände verbunden.

K. Allgemeines über Anordnung der Wasser-Bewältigung.

Über die Einrichtungen zum Wasserheben ist schon S. 69 ff. gesprochen worden. Hier mag nachgetragen werden, daß stets für eine gehörige Steigerungs-Fähigkeit der Leistung der gewählten Pumpe (bis 100%) Vorsorge zu treffen ist, wenn man einigermaßen sicher gehen will.

Bei eisernen oder hölzernen Umhüllungen, die man im ganzen versenkt, hat man es im allgemeinen mit wesentlich geringeren Wassermengen zu tun, deren Bewältigung eine größere Pumpen-Einrichtung nicht bedingt. Ähnlich verhält es sich bei gut ausgeführten Beton-Fangedämmen.

Über die Größe der zur Wasser-Bewältigung erforderlichen Maschinenkraft läßt sich Allgemeines nicht mitteilen, da dieselbe von den Besonderheiten des Einzelfalles abhängig ist. Anhalt dazu gewährt der Spiegelstand offener Gewässer oder der des Grundwassers im Vergleich zur Höhenlage der Baugrubensohle; daneben die Durchlässigkeit des Bodens, die Einrichtung des Fangedammes usw.

Für überschlägliche Vorberechnungen kann man zur Bestimmung der Maschinenstärke von folgender empirischen Formel Gebrauch machen: $N = \frac{F}{150} h$, worin N die Anzahl der Pfdkr., F die Größe der Baugrube (in qm), h die Förderhöhe bezeichnen. Die Mangelhaftigkeit dieser Formel liegt aber auf der Hand.

Da die Wasserschöpfstelle am tiefsten Punkte der Baugrube liegen muß und es nicht zweckmäßig ist, einen einzelnen Teil der Sohle wesentlich tiefer zu legen und denselben erst nachträglich auszuführen, so ordnet man die Pumpe womöglich zur Seite des eigentlichen Fundamentes an.

Kasten-Fangedämme mit Erdfüllung macht man zu diesem Zweck häufig größer, als das eigentliche Bauwerk es erfordert. In dem überschüssigen Raume wird dann der Pumpensumpf eingerichtet, der entweder eine einfache Grube mit Böschungen ist, oder eine mit Holzwand umschlossene Grube. Wenn die Umschließung der Baugrube aus einfacher

Spundwand besteht, so legt man meistens an derselben nur einen seitlichen Ausbau für den Pumpensumpf an.

Besondere Sorgfalt muß man auf die Zuleitung des Wassers zum Pumpensumpf verwenden. Da der größte Wasserzudrang zur Baugrube längs der Einschließung derselben stattzufinden pflegt, so stellt man hier zweckmäßig einen Kanal mit Gefälle zur Pumpe her, den man bei größeren Wassermengen als offenen Kanal, bei geringeren als Sickerdohle aus losen Steinen bestehen läßt. Scheint es für das Bauwerk wünschenswert, so kann man den Kanal durch Überkragen des Mauerwerkes zudecken.

Zeigen sich in der Fundament-Sohle starke Quellen, die sich nicht schließen lassen wollen, so müssen auch diese in besonderen kleinen Kanälen zum Pumpensumpfe, bezw. zum nächsten größeren Kanal längs der Umschließung der Baugrube geführt werden.

Eine andere Art, dieselben unschädlich zu machen, besteht darin, daß man sie in einer wasserdichten Umschließung aus Holz oder Eisen (Röhre) u. dergl. faßt, die bis über den Außenwasser-Spiegel reicht. Allerdings hält es häufig schwer, unten an der Sohle diese Umfassung dicht herzustellen.[1] Läßt man beim Mauern des Fundamentes die Quellenfassung frei stehen, so kann man sie, nachdem das Fundament bis über Wasser aufgeführt ist, wieder entfernen und die für dieselbe ausgesparte Lücke mit Beton füllen.

Die Einmündung der Kanäle in den Pumpensumpf schützt man durch ein Gitter vor dem Zutritt gröberer Unreinigkeiten. Außer Drahtgeflecht eignet sich dazu vorzüglich eine Hürde oder auch eine Packung aus grünem Tannen- und Kiefern-Reisig.

Der Ausfluß des Wassers aus der Pumpe ist so niedrig als möglich anzuordnen. Hat man es mit häufig wechselndem Wasserspiegel zu tun (am Meere), so empfiehlt es sich, denselben veränderlich einzurichten. Bei Fangedämmen legt man zu diesem Zweck häufig einen denselben durchschneidenden Kanal an, der für den Abfluß benutzt wird, so lange der niedrige Wasserstand herrscht, aber durch ein Schütz geschlossen wird, wenn der Abfluß durch eine höher gelegene offene Rinne stattfinden muß. Da der Fangedamm durch solche Einrichtung leicht undicht wird, so pumpt man das Wasser auch wohl zunächst in einen Behälter, der in der Baugrube steht und aus dem das Wasser abfließt, nachdem sich der Außenspiegel entsprechend gesenkt hat.

Wo es die Bodenverhältnisse und der Wert des Bauwerkes gestatten, ist diejenige Wasserbewältigung für die Sicherheit des Bauwerkes die günstigste, welche den Grundwasserstand vor dem Aushub des Bodens so weit senkt, daß das Aufquellen des Wassers eine Lockerung des Bodens nicht mehr befürchten läßt. Es läßt sich dies dadurch erreichen, daß man rund um die Baugrube herum Brunnen senkt, welche in die wasserführende Schicht tiefer hinabreichen als die Sohle des Bauwerkes. Die Anzahl der erforderlichen Brunnen hängt von der Größe der Baugrube und des Wasserzuflusses ab. Man kann sich am sichersten hierüber ein Urteil verschaffen, wenn man zunächst nur einen Brunnen und zwar auf der Seite der Baugrube senkt, von welcher das Wasser wahrscheinlich zufließt, während man längs der anderen Seite der Baugrube Bohrlöcher bis in die wasserführende Sandschicht eintreibt, deren Futterrohre man oben zum Schutz gegen das Eindringen von Tagewasser mit einem Deckel verschließt. Nachdem man nun in dem Brunnen ein Pumpwerk aufgestellt hat, beobachtet man die Grundwasserstände in sämtlichen Bohrlöchern und ermittelt ihre Höhenlage zu derjenigen des Wasserstandes im Brunnen. Diejenigen Bohrlöcher, in denen der Grundwasserstand am höchsten bleibt, zeigen die Stellen an, welche die Absenkung weiterer Brunnen erfordern. Es ist selbstverständlich, daß man die Brunnen möglichst lange Zeit vor Beginn

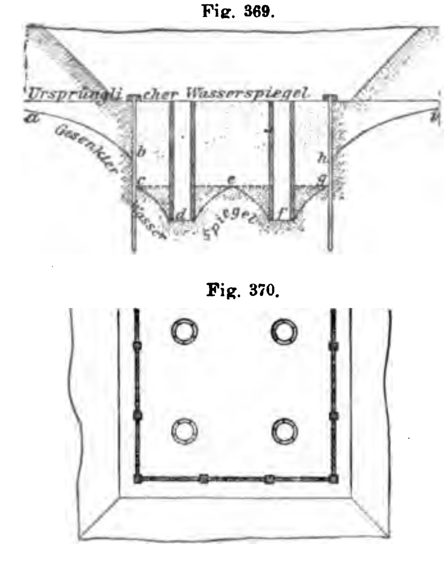
[1]) Über das Dichtmachen von Betonsohlen s. S. 172, 178.

der Bauausführung senken muß, um mit dem Pumpen früh genug beginnen zu können. Ferner muß man die Sohle der Brunnen sichern, damit bei starker Senkung des Wasserspiegels in denselben der Sand nicht vom Grunde auftreibe. Man macht dies in der Weise, daß man auf die etwa aus feinem Sande bestehende, natürliche Sohle der Brunnen über einander eine Reihe von dünnen Schichten Sand, Kies bis Steinschotter aufbringt, welche allmählich immer größeren Korndurchmesser haben, so daß die Körner der unteren Schicht nicht durch die Zwischenräume der nächst oberen hindurchgeschlemmt werden können. Damit dieser Filter nicht etwa im ganzen gehoben werde, kann die oberste Schicht mit einem kräftigen Lattenrost bedeckt werden, den man gegen die Brunnenwände absteift. Die Oberkante dieses Rostes, auf dem der Saugkorb der Pumpe steht, muß genügend tief unter der Sohle des Bauwerkes liegen, um die Baugrube vollständig entwässern zu können.

In ähnlicher Weise ist man bei der Gründung der Schleusen des Kaiser Wilhelm-Kanales zu Holtenau vorgegangen und hat mit nur drei außerhalb der Spundwände gelegenen Brunnen von 5,04 m äußerem, unterem Durchmesser, welche 6,18 bis 7,9 m unter die tiefsten Teile der Schleusensohle hinabreichten, nach $1^1/_2$jährigem Pumpen den Grundwasserstand um mehr als 15 m gesenkt, so daß er in der Mitte der Baugrube nur noch 1,23 m höher stand als die tiefsten Teile der Sohle derselben. Die in der wasserführenden Sandschicht nach erfolgtem Trockenaushube der Baugrube auftretenden Quellen standen infolgedessen unter so geringem Drucke, daß sie den Baugrund nicht mehr lockerten. Zur Abführung des zutage tretenden Wassers wurde eine ausgiebige Drainage aus 30 cm weiten Tonrohren gelegt, welche das Wasser den 3 Brunnen zuführten und in dieselben seitlich einmündeten. Die Drainage blieb unter der Sohle liegen und dient in Verbindung mit den Brunnen dazu, bei späteren Trockenlegungen der Schleusen die Sohlen durch Senkung des Grundwasserspiegels zu entlasten. Die Kosten der drei mit Preßluft gesenkten Brunnen betrugen rund 100 000 M.

Fig. 369.

Fig. 370.



Ob es möglich ist, den Grundwasserspiegel vollständig bis zur Sohle der Baugrube in dieser Weise zu senken, hängt von dem Abstande dieser Sohle von der wasserführenden Schicht ab; denn die Brunnenunterkante muß zwar möglichst tief unter der Sohle der Baugrube, aber noch hoch genug über der Unterkante der wasserführenden Schicht stehen, um genügend Wasser in den Brunnen eintreten zu lassen.

Während in Holtenau die Brunnen außerhalb der Baugrube abgesenkt wurden, hat M. Kajlinger in Budapest sie zwischen den Spundwänden angeordnet, Fig. 369 und 370. Die Brunnen hatten 1 m äußeren Durchmesser und 12—15 cm Wandstärke.

Im allgemeinen wird es vorzuziehen sein, die Brunnen außerhalb der Spundwand anzuordnen, weil sie im Inneren leicht stören und bei der Stellung außen der Wasserdruck gegen die Spundwände geringer ausfällt. Daß das Grundwasser unter den Brunnen und Spundwänden hindurch

innerhalb des Spundkastens zu hoch ansteigen sollte, ist nicht zu befürchten, da der Boden in senkrechter Richtung in der Regel weit weniger durchlässig ist als in wagrechter. Es hat dies seinen Grund in der Schichtung, die bei Flußablagerungen stets dünne Schlickschichteu, die wenig durchlässig sind, mit reinen durchlässigen Sandschichten abwechselnd zeigt.

Mit Hilfe von 3 Brunnen wurde auch das Grundwasser für die Vergrößerung der Klärbecken-Anlage abgesenkt, welche von der Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten zu Frankfurt a. M. für diese Stadt gegenwärtig ausgeführt wird. Bei guter Drainage der Baugrube, welche 100 × 53 m groß war, gelang es, den Wasserstand um rd. 6,4 m unter dem natürlichen Spiegel zu halten.

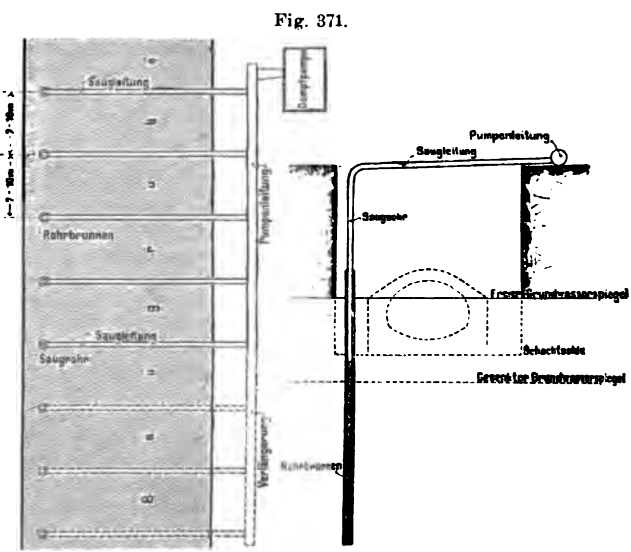
Es waren dabei 3 Pumpen im Betriebe, 2 Kreisel von je 37 sek/l und 1 Pulsometer von 15 sek/l größter Leistung.

Mit wenigen größeren gemauerten oder aus Beton hergestellten Brunnen, wie oben beschrieben, wird man nur dann eine genügende Senkung des Grundwassers erzielen können, wenn die wasserführende Schicht aus sehr durchlässigem groben Gerölle besteht, oder wenn dieselbe von einer wasserundurchlässigen Schicht überlagert ist. Wo keines von beiden der Fall ist, muß man die Brunnen enger stellen und wählt am zweckmäßigsten eiserne Röhrenbrunnen, die man nach beendigter Arbeit wieder gewinnt.

In dieser Weise wird die Grundwasser-Absenkung namentlich vielfach bei der Kanalisation von Städten, sowie beim Bau von Untergrundbahnen mit großem Vorteil angewendet.

Die Fig. 371 zeigt die Ausführungsweise bei der Kanalisation von Charlottenburg.

Fig. 371.



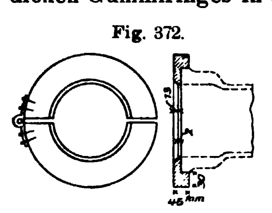
Die Baugrube wurde zunächst bis zum freien Grundwasser ausgehoben und mit Bohlen abgesteift. Dann wurden in Abständen von 7 bis 10 m Mantelrohre von 210 mm Durchmesser eingebohrt und in diese Rohrbrunnen von 150 mm Durchmesser eingebracht. Diese Rohrbrunnen waren 13 m lang und bestanden in den unteren 8 m aus einem durchlöcherten, unten geschlossenen, Kupferrohre von 2 mm Wandstärke, auf welches parallel mit der Achse 12 Kupferdrähte von 3 mm Stärke in gleichen Abständen aufgelötet waren. Auf die Kupferdrähte war Gaze aus Kupferdraht gelötet, um das Eindringen von Sand zu verhindern. Zum Schutze der Gaze beim späteren Herausziehen aus dem Boden, war über derselben noch ein aus 1,5 mm starkem Kupferdraht hergestelltes Gewebe von 100 mm Maschenweite aufgelötet.

Der obere Teil des Rohrbrunnens bestand aus einem 5 m langen verzinkten schmiedeisernen Rohr von 178 mm Durchmesser und war mit dem unteren Teil, dem Sauger, verschraubt.

In diese Rohrbrunnen wurden die unten offenen Saugrohre von 10 m Länge und 100 mm Durchmesser aus verzinktem Schmiedeisen hineingehängt. Diese große Länge ist notwendig, damit auf keinen Fall der Wasserspiegel im Brunnen so tief abgesenkt werden kann, daß die untere Öffnung des Saugrohres frei wird, sodaß die Pumpe Luft saugt. Aus Fig. 371 ist ersichtlich, daß 8 Saugrohre durch wagrechte Leitungen mit der Pumpenleitung verbunden sind. Die Pumpenleitung von 200 mm Durchmesser bestand aus Muffenrohren, nur an der Pumpe und am Ende zum Abschluß des Rohres durch eine Scheibe waren Flanschen angeordnet.

Zur Dichtung der Muffen eignen sich nach Seyfferth (Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 199) am besten Ringe aus reinem Paragummi von schwimmender Beschaffenheit. Der mittlere Durchmesser der Ringe muß so bemessen werden, daß er beim Aufziehen auf die Rohre eine Dehnung von etwa 20 % erleidet. Der Durchmesser der aufgespannten Gummischnur oll dann noch die doppelte Stärke der Dichtungsfuge besitzen. Um diesen starken Ring in die Fuge hineinbringen zu können, muß die Muffe nach dem Ende zu kegelförmig erweitert sein, oder man benutzt für die Einführung des dicken Gummiringes in die Fuge ein besonderes nur für die Dichtungsarbeit um das Muffenende zu legendes Paßstück, welches kegelförmig ausgedreht ist, Fig. 372. Um Luftansammlungen in der Pumpenleitung zu verhindern muß man dieselbe von den Brunnen bis zur Pumpe etwas ansteigen lassen (etwa 1 : 200). Ob es zweckmäßiger sei, die Pumpenleitung in oder neben die Baugrube zu legen, hängt von den örtlichen Verhältnissen (Zufuhr der Materialien zur Baugrube usw.) ab (Zentralbl. d. Bauv. 1898, S. 73).

Fig. 372.



Um die Saughöhe der Pumpe möglichst ausnutzen zu können, muß dieselbe möglichst tief stehen.

Bei großen Ausführungen tut man gut für mehrere Pumpstationen, die in einer Reihe angeordnet sind, eine gemeinsame Saugleitung, die durch eingeschaltete Ventile in einzelne Abschnitte zerlegt werden kann, anzuordnen. Je nach der Menge des zu fördernden Wassers, die vorher mit Sicherheit nicht zu beurteilen ist, kann dann eine Pumpe eine oder mehrere Abschnitte der Brunnen bedienen.

Zweckmäßige Pumpen-Anlagen für solche Ausführungen liefert die Maschinen-Fabrik von Gans & Co. in Berlin-Reinickendorf.

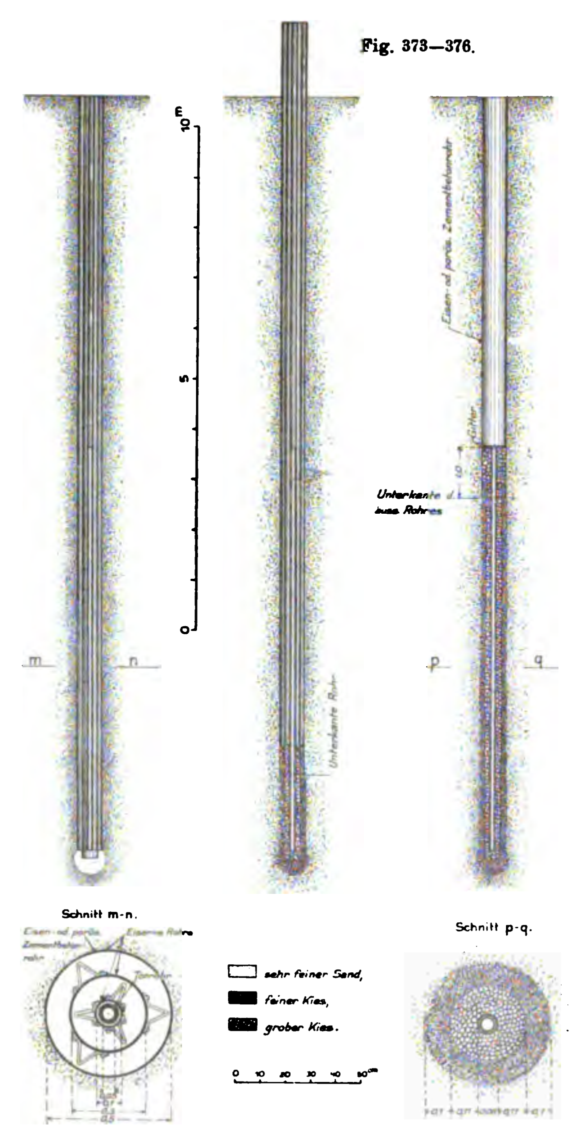
In gleicher Weise ist nach Seyfferth eine 1000 m lange Heberleitung des in Wannsee gelegenen Wasserwerkes für Charlottenburg gelegt. Desgl. Fundamente von Bauwerken, Verlegung von Rohrleitungen für ein Wasserwerk an der Jungfernheide bei Berlin.

Auch für den Bau der elektrischen Untergrundbahn in Berlin ist dies Verfahren angewendet. (Zentrlbl. d Bauv. 1901 S. 6 und Deutsche Bauzeitung Jahrg. 1901 S. 532.) Die Entfernung der Rohrbrunnen betrug hier 9 m, ihre Tiefe 10 bis 11 m. Das Pumpensaugerohr war 30 cm weit. Es genügte teilweise, eine Reihe Brunnen zur Trockenlegung der Baugrube in ganzer Breite. Jede Pumpenanlage umfaßte etwa 40 Brunnen. Die Pumpenleistung betrug dabei 120 bis 150 l für 1 Sekunde.

Wie schon erwähnt, hängt die Entfernung der Brunnen von einander von der Feinheit des wasserführenden Sandes ab. In sehr feinem Triebsande erstreckt sich die Wirkung eines Brunnens nur auf geringe Entfernung, sie müssen also in solchem sehr nahe an einander angeordnet werden. Außerdem tritt bei solchem die Schwierigkeit hinzu, daß er durch das Gazesieb der Brunnen hindurchdringt und die Brunnen versanden. Um dies zu vermeiden, muß man um die Brunnen zunächst einen Sandfilter anbringen, der den Triebsand zurückhält.

Für die Gründung der großen Seeschleusen zu Wilhelmshaven hatte die A.-G. für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M. nach Angaben des Verfassers einen derartigen Gründungsentwurf bearbeiten lassen. (Fig. 385 S. 181.) Es handelte sich dort um den bekannten feinen Sand, der unter dem Klaiboden anfangs mit diesem gemischt beginnend, mit zunehmender Tiefe immer reiner wird, dabei aber so feinkörnig bleibt, daß er durch die gewöhnliche Drahtgaze hindurchgeht. Es wurde nun beabsichtigt, den Grundwasserstand, der auf Ord. +2,5 Wilhelmshavener Pegel steht, bis auf —4, oder wenn möglich —6, zu senken bez. auf dieser Tiefe zu halten. Es sollte zunächst die Baugrube bis —4 in gewöhnlicher Weise ausgehoben werden, was nach den Erfahrungen beim Dockbau und beim Bau der früheren Hafenbecken ohne große Pumparbeit möglich ist. Dann sollten die Spundwände geschlagen und gleichzeitig außerhalb derselben in 4 bis 5 m Abstand von einander die Brunnen eingebracht werden.

Fig. 373—376.



Da die Sohle des Bauwerkes in den Spundwänden teilweise auf — 17 liegt und außerdem einige Bohrlöcher die innerhalb der Spundwände lagen zum Teil bis —24 hinabreichten, so sollten auch die Brunnen bis zu dieser Tiefe hinabgesenkt werden, um sicher zu gehen, daß von ihnen alles Grundwasser außerhalb der Spundwände abgefangen würde. Es sollten zu diesem Zwecke 80 cm weite Eisenrohre hinabgesenkt werden, in die dann eine Anzahl dünner eiserner Rohre von je 10 bis 15 cm geringerem Durchmesser hineingehängt wurden. Die Zwischenräume zwischen den Rohren, sowie der Grund unter denselben sollten dann

mit Sand gefüllt werden, der nach der Mitte zu immer gröber wurde und während der Füllung sollten die Rohre allmählich bis 10 oder 11 m unter der Baugrubensohle herausgezogen werden. (Siehe Fig. 373–376.) Der Kern des so gebildeten Sandfilters konnte entweder aus grobem Sand oder aus porösen Tonrohren oder endlich aus einem Rohr mit Gazesaugkorb gebildet werden. Als Wand des 10 m tiefen oberen Brunnens konnte entweder der untere Teil des äußeren, 80 cm weiten Eisenrohres benutzt werden, oder dies konnte auch ganz entfernt werden, nachdem man vorher ein Beton- oder Eisenbetonrohr mit recht porösen Wänden eingesetzt hätte. Letztere Anordnung hat den Vorzug, daß auch der oberste Teil des Brunnens noch Wasser durchläßt und daß man das Eisenrohr weiter für die Herstellung der Brunnen verwenden kann.

In den 10 m tiefen Brunnen sollten dann die Saugrohre der Pumpen hineingesenkt und sämtliche an eine rund um die Baugrube herumlaufende gemeinsame, weite Rohrleitung angeschlossen werden, die durch eingeschaltete Ventile in eine Anzahl Abschnitte zerlegt werden konnte.

Bei dieser Anlage sind die Herstellungskosten allerdings bedeutend, dagegen wird der Betrieb verhältnismäßig billig werden, weil der sehr feine Sand wenig Wasser durchläßt. Die Saugrohre in den einzelnen Brunnen würden nur geringen Durchmesser erfordert haben. Das Absenken des Wasserspiegels, welches bei der Ausführung in Charlottenburg etwa für 1 m 15 Stunden erforderte, würde hier ebenfalls erst nach sehr langer Zeit bemerkbar geworden sein. Die Zeit, welche für das Baggern zwischen den Spundwänden erforderlich war, hätte aber sicher ausgereicht, da die Absenkung unter der Oberkante der Spundwand und der Brunnen ja nur $^1/_2$ bis 1 m betragen sollte und die ganze Anordnung nur bezweckte das Aufquellen des Bodens innerhalb der Spundwände und das Ausspülen des unter Wasser zu schüttenden Betons zu verhüten.

Ein wesentlicher Vorteil bei dieser Abfangung des Grundwassers besteht in der Verminderung des Auftriebes gegen die Betonsohle. Infolgedessen brauchte mit dem Leerpumpen der Spundwände nicht gewartet zu werden, bis der Beton genügend erhärtet war, sondern es konnte dies sofort nach beendeter Schüttung ausgeführt werden.

Wegen der erheblichen Ersparung bei dieser Bauweise gegenüber der Gründung mit Hilfe von Taucherglocken siehe den folgenden Abschnitt IV: Wahl der Gründungsart.

Noch ist zu bemerken, daß die Korngröße der verschiedenen für die ringförmigen Filterschichten unter den Brunnen zu verwendenden Sandarten durch Versuche je nach dem vorliegenden Baugrunde festgestellt werden muß.

Man macht dies am einfachsten in der Weise, daß man ein langes (etwa 10 m) Eisenrohr unten mit feiner Müllergaze abschließt und in dem Rohre ein Versuchsfilter aus verschiedenen Sandarten (die feinen nach oben) und zu oberst eine Schicht des Baugrundes einbringt. Das ganze Rohr wird dann voll Wasser gefüllt und das unten austretende Wasser aufgefangen. Führt das Wasser noch Bodenteile mit, so sind die Filterschichten noch nicht richtig gewählt.

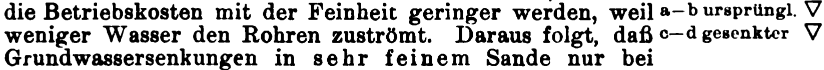
Daß selbst der feinste Triebsand durch Wasserentziehung tragfähig gemacht werden kann und daß eine Wasserentziehung in solchem durch Sickerdohlen möglich sei, zeigt auch die Mitteilung im Zentralbl. d. Bauv. 1896 S. 84. Bei dem dort angeführten Beispiel war der Sand 6 Wochen nach Fertigstellung der Sickerdohle fest.

Hierher gehört auch ein sehr zweckmäßiges Verfahren zum Senken großer gemauerter Brunnen im Trocknen, welches Prof. Dietrich nach Scient. American im Zentrbl. d. Bauv. 1896 S. 20 mitteilt. Dasselbe, Fig. 377, besteht darin, daß man in dem großen Brunnen einen dünnen eisernen Rohrbrunnen aufstellt und immer erheblich tiefer hält, als den großen Brunnen. Aus diesem Rohrbrunnen wird das Wasser gehoben und —

geeignete Bodenverhältnisse vorausgesetzt — dadurch die Sohle des großen Brunnens stets trocken gehalten.

In etwas anderer Form ist die Grundwassersenkung für den Bau eines Brunnens des Leipziger Wasserwerkes angewendet. Ein Brunnen von 5 m äußerem Durchmesser mußte durch eine 4,5 m starke, 4 m unter den natürlichen Grundwasserspiegel hinabreichende grobe, sehr schlecht zu baggernde Kiesschicht gesenkt werden. Man trieb um diesen Brunnen in einem konzentrischen Kreise von 9 m Durchmesser 6 Rohrbrunnen nieder und senkte mittels derselben den Grundwasserspiegel, sodaß die Ausschachtung des gemauerten Brunnens im Trockenen erfolgen konnte. (Zentrbl. d. Bauv. 1898 S. 200)

Fig. 377.



a—b ursprüngl. ∇
c—d gesenkter ∇

Über die zweckmäßige Verwendung des Verfahrens der Grundwasser-Absenkung durch Röhrenbrunnen sei noch folgendes bemerkt. Wie schon hervorgehoben, muß man die Brunnen desto dichter aneinandersetzen und wird das Sinken des Grundwasserspiegels desto langsamer von statten gehen, je feiner der Sand ist. Die Anlagekosten werden also ebenfalls mit der Feinheit des Sandes wachsen, während die Betriebskosten mit der Feinheit geringer werden, weil weniger Wasser den Rohren zuströmt. Daraus folgt, daß Grundwassersenkungen in sehr feinem Sande nur bei großen Bauwerken, die lange Zeit für die Herstellung erfordern, rentabel sind, also bei Schleusen, Docks usw. Selbstverständlich ist nicht ausgeschlossen, daß bei solchen Ausführungen die Grundwassersenkung auch dann noch vorteilhaft sein kann, wenn der wasserführende Sand wie bei den Holtenauer Schleusen grobkörnig ist. Auch bei solchem Sande kann der Betrieb mit der Zeit billig werden, weil der Wasserzulauf abnimmt.

Bei der Ausführung von Kanalisationen wird dagegen die Grundwassersenkung durch Brunnen nicht mehr vorteilhaft sein, wenn der Sand sehr feinkörnig wird, weil die Anlage zu viel Kosten und die erste Trockenlegung zu lange Zeit erfordert im Verhältnis zu der Erd- und Maurerarbeit, für welche sie ausgeführt wurde.

Für derartige Bauten wird man sie nur bei Vorhandensein gröberen Sandes, der durch die gewöhnlichen Brunnen mit Drahtsieb entwässert werden kann, verwenden, während bei sehr feinem Triebsande die nachstehend beschriebene Senkung durch Sickerrohre vorteilhafter werden wird.

Grundwassersenkung durch Sickerrohre bei Kanalbauten. Bei dem Bau größerer Kanäle in Magdeburg hat man das Grundwasser dadurch gesenkt, daß man zu beiden Seiten der Betonsohlensteine Sickerrohrleitungen in die Baugruben einlegte. Als solche wurden gebrannte Tonrohre zweiter Klasse verwendet von 0,6 bis 1 m Länge. Die Rohre wurden in den Muffen durch aus Heu gedrehte Stricke gedichtet und hier mit Kies umschüttet, eine Dichtung, die das Wasser eintreten ließ, aber den sehr feinen Triebsand genügend fernhielt.

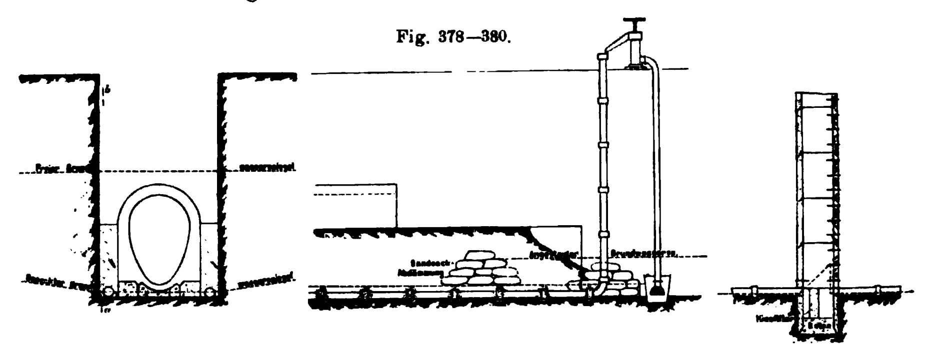
Das Gefälle der Sickerrohrleitungen entsprach dem Gefälle der Kanäle 1 : 190 bis 1 : 2000. Bei scharfem Gefälle kamen einige Verstopfungen durch Sand vor. Man wandte gegen solche als wirksamstes Mittel dauernd beizubehaltende Zugangsschächte (Fig. 380) in Abständen bis zu 200 m aus 75 cm weiten, 8 cm starken Betonrohren an, legte geteerte Leinen von Schacht zu Schacht in die Sickerleitungen, mit denen man bei Verstopfungen erst ein stärkeres Tau und dann einen mit Kies gefüllten Sack durch die Leitungen zog und sie dadurch wieder öffnete. Selbstredend muß hinter dem Kiesbeutel her gleich wieder die geteerte Leine mit hindurchgezogen werden, welche in der Leitung für spätere Benutzung liegen bleibt.

Selbst bei 2,8 m Grundwassertiefe erwiesen sich 15 cm weite Rohre bei Gefälle 1 : 2000 noch auf 300 m, bei Gefälle 1 : 340 noch auf 1500 m Länge

vollkommen wirksam Nur wo das Grundwasser auf große Längen bei schwachem Gefälle, oder wo es dauernd gesenkt werden sollte, wandte man größere Rohre (bis 30 cm Durchmesser) an.

Wenn irgend möglich, wurde mit freier Vorflut gearbeitet, unt. Umst. benutzte man hierfür bereits fertige Kanäle. Wo indessen durch Pumpen künstlich Vorflut geschaffen werden mußte, hatte man doch den Vorteil,

Fig. 378—380.



daß die Pumpe nicht versetzt zu werden brauchte. Die Ausführung des Mauerwerkes war durch diese Wassersenkung sehr erleichtert. Der Wasserstand in der Baugrube erreichte selten die Höhe der mittleren Betonsohlstücke.

Auch die Ausschachtungsmassen waren mit Ausnahme des letzten Spatenstiches trocken und standen gut, weil die Grundwassersenkung allmählich sich ziemlich weit ausbreitete. Es wird noch empfohlen, wenn gepumpt werden muß, also keine natürliche Vorflut vorhanden ist, das Gebiet der künstlichen Entwässerung nicht zu groß zu nehmen, sondern die Pumpe lieber nach oben zu versetzen, die untere fertige Kanalstrecke aber abzudämmen und ersaufen zu lassen. Fig. 379.

An Kosten sollen durch diese Grundwassersenkung von 514000 M. 57000 M., also mehr als 10 % gespart sein.

L. Dichten von Quellen.

Um mäßig starke Quellen zu stopfen, welche sich in der Baugrube zeigten, hat man beim Alexandra-Dock in Hull den quelligen Grund etwa 3 m tief aufgeräumt und die entstandene Grube mit Kreidekalk und Zementsäcken gefüllt. Stärkere Quellen hat man dadurch unschädlich gemacht, daß man kleine Abteilungen durch z. T. 15, z. T. 30,5 cm starke, bis zum undurchlässigen Boden gerammte Spundwände herstellte. Namentlich wurde die Stelle des Drempels mit einer der stärkeren Wände umschlossen. Es gelang so die Quellen abzuschneiden.

Zeigen sich Quellen im Betonbett, so dichtet man dieselben durch Gips. Bei kleinen Quellen genügt es, einen Klos aus angefeuchtetem Gips bis zur Erhärtung auf die durchlassende Stelle zu drücken. Bei größeren formt man aus einzelnen Klößen einen allmählich vom Quell bis zum äußeren Wasserspiegel aufsteigenden Kanal, eine Dichtungsart, die beispielsweise beim Bau der Weichsel-Brücke bei Graudenz stets zum Ziele führte.

Bei dem Bau eines Trockendocks in Hamburg hat Timmermann Quellen in der Sohle, die vorläufig durch Umschließung mit kleinen Brunnen unschädlich gemacht waren, nachträglich durch einen Beton aus Eisenabfällen und Zement geschlossen. Erstere wurden zunächst durch Säure zum Anrosten gebracht und dann mit Zement gemischt. Infolge des großen spezifischen Gewichtes dieses Betons gelang es, mit demselben trotz des großen Wasserdruckes die Quellen so weit zu schließen, daß der Zudrang

unerheblich wurde und genaue Beobachtungen ein späteres Anwachsen desselben nicht ergaben.

Weiter ist von anderer Seite folgendes Verfahren als bewährt empfohlen worden: In der untersten Ziegelschicht über dem Betonbett läßt man einen Schlitz von einigen cm der ganzen Länge des Betonbettes nach offen, durch welches das Wasser der Quelle über den Beton hinweg nach den Seiten hin abgeführt wird. Das Mauerwerk in der Nähe der Quelle und des Schlitzes, welche beide regelrecht übermauert werden, führt man in gutem Zementmörtel aus, und wenn dieser gehörig erhärtet ist, wird die Quelle durch einen in dem Kanal bis an den Sitz derselben geschobenen Körper aus Zementmörtel oder einen mit Werg umwickelten Holzpfropfen verstopft und der Kanal nachträglich mit Zement ausgegossen. Dieses Verfahren wird hauptsächlich für Mörtel aus Traßbeton empfohlen, bei dem das Fassen der Quelle durch aufgesetzte Brunnen schwieriger ist, als bei Zementbeton, weil der Traßmörtel durch den starken Wasserdruck leicht wieder schlüpfrig wird. Indessen wird man in dieser Weise nur dann vorgehen können, wenn die Quelle nicht zu weit vom Rande des Betonbettes entfernt ist, weil man den übermauerten Schlitz nicht auf sehr große Längen gut verschließen kann.

Für solche Fälle sei empfohlen, den Schlitz vorläufig offen zu lassen und über der Quelle ein regelrechtes kleines Klappen-Ventil (Holz mit Lederverpackung) einzumauern, durch welches das Wasser zum offenen Schlitz abfließt. Hat man das Ventil gehörig übermauert, sodaß das Gewicht des über demselben liegenden Mauerwerkes dem Auftriebe des Wassers genügt, so zieht man vom offenen Kanalende aus das Ventil zu, und vermauert den nun trockenen Kanal.

Ein von Martiny angegebener Apparat zum Dichten von Quellen ist zu kostspielig, um anders als ausnahmsweise anwendbar zu sein.

Zur Beseitigung starker Undichtigkeiten in der Sohle eines alten Trockendocks zu Greenock bohrte man etwa 76 mm weite Löcher in 0,3 bis 0,6 m Entfernung von einander hinter dem Schleusenhaupte bis etwa 1 m unter die Fundierung. Gleiche Löcher wurden durch den Dockboden vor und hinter der Schwelle gebohrt. Die Löcher wurden sodann bei gleichem Wasserstande innen und außen voll reinen Zements gegossen. Der Erfolg soll sehr gut gewesen sein.

Beim Oder-Spree-Kanal hat man eine Quelle in der Betonsohle der Schleuse bei Große Tränke ummauert und durch einen Kanal nach dem Pumpensumpfe abgeleitet. Die Ummauerung hat man dann durch ⊥-Träger abgedeckt, zwischen denen eine Flach- und eine Rollschicht eingesetzt wurde. Über den ⊥-Trägern wurde dann das Mauerwerk der Wand aufgeführt und in demselben ein Schacht von $^{25}/_{25}$ cm Weite ausgespart zum späteren Zuschütten der Mauer mit Zement. Die Dichtung gelang vollkommen.

Endlich sei noch ein Verfahren erwähnt, das sich Thietjen hat patentieren lassen.

Es besteht in der Anwendung breiartig angerührter Salze (kalzinierte Soda, entwässertes Alaun, Kieserit, Magnesiumoxyd. Chlorid), welche unter Ausdehnung viel rascher als Zement erhärten. Diese Masse kann nach dem Gebrauche — wenn erwünscht — durch einen Wasserstrom wieder aufgelöst werden, wogegen das nicht fließende Wasser hinter den Kanälen sich sättigt und so die Salze nicht weiter auflöst.

IV. Wahl der Gründungsart.

Literatur.

Verschiedene Gründungen in betreff der Tragfähigkeit: Zeitschr f. Bauw. 1863 S. 630. — Mitteilungen über d. Gründungsart bei versch. Tiefenlagen d. festen Baugrundes usw.: Ann. des ponts et chauss. 1864 I, S. 273; Zeitschr. f. Bauw. 1865 S 358 — Etude générale sur les fondations. Nouv. ann. de la constr. 1865 S 168, 174; 1866 S. 4. — Beitrag zur Statistik der Fundierungsarten großer Brücken von Brennecke: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-

Verein z. Hann. 1882 S. 493. — Untersuchungen über die Grenzen d. vorteilhaften Verwendung der beim Bau großer Brücken gebräuchlichsten Fundierungsmethoden von Brennecke: Deutsche Bauztg. 1882 S. 589 u. 600; Zentrlbl. d. Bauv. 1884 S. 232. — Über die Beurteilung des Wertes und die Wahl der Gründungsart von L. Brennecke: Deutsche Bauztg. 1887 S. 412. — Über die Wahl der Gründungsart bei Brückenpfeilern: Engineering news 1891 II, S 367—368. — Wann soll man durchgehende und wann sogen. aufgelöste Grundmauern anwenden von L. Brennecke: Zentrlbl. d. Bauv. 1891 S. 434. — Über Flachgründung und Tiefgründung von Brückenpfeilern von Mehrtens: Zentrlbl. d. Bauv. 1894 S. 164. — Neue Gründungsweisen: Engin. 1896 II, S. 99 297. — Allgemeine Grundsätze über die Wahl der Gründung von Brückenpfeilern, Umschließung der Fundamente durch Steinkisten zur Sicherung und Versteifuug: Eng. news 1902 Bd. 46, S. 414. —

Für die Wahl der Gründungsart sind hauptsächlich folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. der Zweck des Bauwerkes;
2. Beschaffenheit der Baustoffe und Hilfsmittel;
3. Wasser- und Bodenverhältnisse;
4. die Kosten;
5. die Zeit, welche zur Herstellung des Fundamentes zur Verfügung steht.

Zu 1. Daß für wichtige Bauwerke größere Vorsicht bei der Gründung anzuwenden ist, als für solche untergeordneter Art und man die Gründungsart dementsprechend wählen wird, ist selbstverständlich, wie ebenso, daß man Rücksicht auf gleichbleibende oder veränderliche Belastung, auf bewegte oder ruhende Last zu nehmen hat.

Bei Bauwerken, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind, wie z. B. Dampfhämmern, wird man jene durch große Massen der Fundamente und Absonderung derselben unschädlich zu machen suchen. Fundamenten, die nicht erschüttert werden dürfen, (zur Aufstellung astronomischer usw. Instrumente, Prüfungseinrichtungen usw.) wird man eine Anordnung geben, die sie von anderen Fundamentteilen sowohl, als von den oberen Schichten des Erdbodens möglichst trennt. Zu Gründungen dieser Art eignen sich besonders gut gemauerte Senkbrunnen, die man unten mit Mauerwerk oder Beton ausfüllt. Auf dieser Füllung wird dann das Fundament für das Instrument in der Weise aufgeführt, daß es ohne Verbindung mit dem Mantelmauerwerk bleibt. Möglichst große Masse des Fundamentkörpers erhöht die Sicherheit gegen Erschütterungen. Dampfhammer-Fundamente erhalten z. B. das 40—80fache Gewicht des Hammers als Fundamentgewicht.

Zu 2 sind allgemeine Anleitungen und Betrachtungen nicht möglich. Allein vergleichende Anschläge unter Zuhilfenahme der für die einzelnen Gründungsarten mitgeteilten Kosten sind hier entscheidend.

Zu 3. Zur Erleichterung der Wahl dienen die Angaben der nachstehenden Übersicht, worin die bei verschiedenen Wasser- und Boden-Verhältnissen in erster Linie geeigneten Gründungsarten durch gesperrten Druck kenntlich gemacht sind.

Man beachte ferner folgendes: Aufgelöste Fundamente für Kaimauern, Brückenpfeiler und Gebäude sind grundsätzlich da richtig, wo in größerer Tiefe unter schlechtem, weichem Boden ein fester, recht tragfähiger Baugrund getroffen wird. Man spart hier bedeutend, wenn man einzelne Pfeiler auf Brunnen, Senkkasten oder Pfahlbündeln auf dem festen Grunde mit gehöriger Ausnutzung der Tragfähigkeit desselben aufführt und dieselben oben durch Bögen verbindet. Grundsätzlich falsch dagegen sind aufgelöste Fundamente, wenn der Boden durchweg auch in der mit den Pfeilersohlen (Pfahlspitzen) erreichbaren größten Tiefe nur geringe Tragfähigkeit besitzt, wie z. B. häufig in den Marschgegenden, wenn der feste Sand zu tief liegt.

Hier muß man, wie die folg. Tab. 1 lehrt, die Lasten nicht konzentrieren, sondern im Gegenteile das Fundament möglichst verbreitern, um eine geringe Belastung für die Flächeneinheit des Baugrundes zu erzielen. Ganz besonders geeignet sind hier für Kaimauern hohe und breite Pfahlroste mit nur kleinen Mauern an der Vorderkante. (Vergl. Kap. II Abschn. III:

Tabelle 1.

	Boden in der Oberfläche fest.	Boden in erreichbarer Tiefe fest.	Fester Baugrund nicht erreichbar.	Bemerkungen
Wasser nicht vorhanden.	Unmittelbares Mauern in der Oberfläche.	1) Aufgraben bis z. festen Boden u. volles Mauerw. 2) Desgl., und einzelne Pfeiler mit Erdbögen. 3) Senkkasten od. Senkbrunnen. 4) Bauweise Dulac. 5) Beton u. Eisenbetonpfähle. 6) Eiserne Pfähle.	1) Verbreiterung des Mauerw. 2) Sandschüttg. 3) Verkehrt. Gew. 4) Breite Beton-Lage. 5) Bauw. Dulac. 6) Trockene Steinpackung.	Kein Holz zu verwenden.
Grundwasser oder offenes Wasser vorhanden, aber event. ausschöpfbar.	1) Unmittelbares Mauerw. 2) Einzel. Pfeiler mit Erdbögen 3) Schwacher Beton zur Schließung v. Quellen. 4) Hölzerne oder eiserne Fangedämme im ganzen versenkt.	1) Senkbrunnen. 2) Tief. Pfahlrost. 3) Eisenbeton- und Betonpfähle. 4) Pfähle mit Beton od. Steinen dazwischen. 5) Beton nur z. Schließung von Quellen.	1) Sandschüttg. 2) Liegend. Rost. 3) Breite Betonlager mit Eiseneinlage. 4) Verkehrt. Gewölb. 5) Bauw. Dulac. 6) Befestigung des Grundes durch gerammte Schotterlage oder kurzer Pfähle. 7) Pfahlrost. 8) Eisenbeton- u. Betonpfähle.	Holz unter Wasser zulässig. Wasserschöpfen, event. Abdämmung Genaue Arbeit mögl. Steht das Wasser tief, so sind Eisenbetonpfähle den Holzpfählen vorzuziehen, weil am Fundament gespart werden kann.
Wasser vorhanden, aber nicht auszuschöpfen.	1) Beton mit Umschließung durch Fangedämme von Holz oder Eisen. mit oder ohne Füllung. 2) Luftdruck-Gründung mit Benutzung von Fanged. vereinigt. 3) Senkbrunnen. 4) Senkkasten mit unterem Boden. 5) Steinschüttg. oder Steinversenkung.	1) Senkbrunen v. Holz, Stein od. Eisen. 2) Luftdr.-Gründg. 3) Eisenbetonpfähle. 4) Hoh. Pfahlrost. 5) Eiserne Pfähle. 6) Ausbaggerung d. Sohle u. Beton. 7) Senkkasten mit Pfahlrost. 8) Gefriergründg., mit und ohne Luftdruckgründg. (namentlich b. großen Tiefen). 9) Pfähle mit Beton oder Steinen. 10) Baggerung u. Steinschüttg. oder Steinversenkung.	1) Pfahlrost zur Verdichtung d. Bodens, mit Senkkasten darauf 2) Eisenbetonpfähle mit verbreitertem Fuße. 3) Senkkasten v. großer Breite als liegender Rost u. hohles Fundam. 4) Sandschüttg. zur Verdrängung oder Verdichtung des nicht tragfäh. Grundes 5) Belastung des Bodens umher und Verbreiterung des Mauerw.	Holz unter Wasser zulässig. Genaue Arbeit nur bei der Luftdruck- u. Gefriergründung möglich, bei den übrigen nur mit Hilfe von Tauchern.

Pfahlrost). Wenn man auch in Marschboden nicht auf die Verdichtung des Bodens rechnen darf, weil diese mit der Zeit nachläßt und wohl ganz verschwindet, so ist man mit einem Pfahlroste dennoch im Stande, die Last eines Bauwerkes nicht nur in wagrechter Richtung auf eine große Fläche zu verteilen, sondern gleichsam durch die Reibung des Bodens an den Pfählen auch auf eine große Tiefe. Baut man aber in einem solchen Boden Pfeiler auf Pfahlbündeln, die den festen Grund nicht erreichen, wie z. B. beim Binnenhafen des Kaiser Wilhelm-Kanales zu Brunsbüttel geschehen, so mag anfangs die Verdichtung des Bodens durch die Pfähle vielleicht genügen, um die konzentrierte Last der Mauer zu tragen; sobald

aber diese Verdichtung nachläßt, kann die geringste anderweitige Veranlassung das Gleichgewicht soweit stören, daß, wie dort geschehen, eine Katastrophe eintritt.

Es sei ferner noch auf einen Vorzug aufmerksam gemacht, den Brunnen- und Preßluftgründungen vor Fangedamm- und Spundwand - Gründungen voraus haben. Dieser besteht darin, daß man bei jenen die Fundamenttiefe je nach dem Befunde des Baugrundes beliebig gegen den ursprünglichen Entwurf verändern kann, während man bei diesen durch die Länge der nach dem Entwurfe beschafften Spund- oder Pfahlwände an verhältnismäßig enge Grenzen gebunden ist. Wo also die Bodenuntersuchungen kein genügend sicheres Bild über den Baugrund ergeben haben und die Brunnen- oder Preßluftgründung auch ohnehin mit den anderen in Wettbewerb treten kann, wird man letzteren aus dem beregten Grunde den Vorzug geben.

Den gleichen Vorzug hat übrigens auch die neuerdings in überraschender Entwicklung begriffene Bauweise mit Eisenbetonpfählen. Sieht man, daß die ursprünglich angenommene Länge dieser Pfähle noch nicht genügende Sicherheit für das Fundament bietet, so ist es leicht, die bereits eingerammten Pfähle zu verlängern.

Zu 4. Für die engere Wahl zwischen den Gründungsarten, die in vorstehender Übersicht unter gleichen Verhältnissen als anwendbar angegeben sind, entscheidet hauptsächlich der Kostenpunkt. Solange bei den Gründungsarbeiten eine Wasserbewältigung überhaupt nicht, oder doch nur in sehr geringem Umfange erforderlich ist, sind die Kosten mit ziemlicher Genauigkeit feststellbar. Mit der Größe der Wasserbewältigung und mit dem Umfange der unter Wasser vorzunehmenden Arbeiten wächst die Unzuverlässigkeit vergleichender Anschläge; gewöhnlich macht sich dies in der Höhe des Ansatzes für unvorhergesehene Fälle kenntlich. Dieser Posten bildet den wunden Punkt der vergleichenden Anschläge, und es sind daher häufig Gründungsarten, bei denen die sicher zu berechnenden Kosten größer, die nur zu schätzenden aber erfahrungsgemäß geringer sind, anderen vorzuziehen, bei denen das Umgekehrte der Fall ist. Dies gilt namentlich für Baugrund, bei dem außergewöhnliche Hindernisse, als das Vorkommen von Steinen oder Baumstämmen, im Grunde zu erwarten sind.

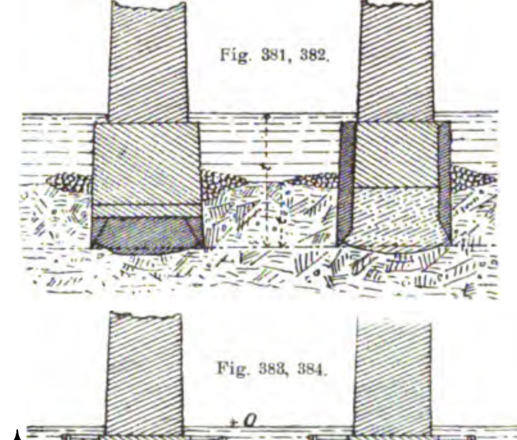
Gründungen in Fangedämmen auf Beton, mit oder ohne Grundpfähle, werden selbst bei großen Tiefen in vergleichenden Kostenanschlägen meist billiger erscheinen, als Luftdruck-Gründungen, sowie Vereinigungen dieser Gründungsarten mit Brunnen-, Gefrier- oder Fangedamm - Gründungen, während bei der Ausführung häufig das Umgekehrte der Fall ist. Außerordentliche Hindernisse, Hochwasser und andere Zufälligkeiten, können die Gründung mit Pfahlrost, Spundwänden und gewöhnlichen Senkbrunnen sehr verteuern, während sie bei jenen mit Leichtigkeit überwunden werden. Die Sicherheit in der Überwindung des Wasserzudranges und aller Schwierigkeiten, die der Baugrund bietet, ist es hauptsächlich, die der Luftdruck-Gründung zu immer weiterer Aufnahme verholfen hat, und die auch der Gefrier - Gründung eine Zukunft bereitet. Während man früher die Luftdruck - Gründung nur bei Tiefen von 9—10 m unter Wasser überhaupt in Erwägung zog, wählt man dieselbe jetzt bereits bei weit geringeren Tiefen.[1]) Liébeaux (Ann. des Ponts et Chauss. 1881, Nr. 17) nimmt die Grenze der vorteilhaften Verwendung zwischen Gründungen in freier Luft mittels Fangedämmen u. dergl. und zwischen Luftdruck-Gründungen mit verlorenen eisernen Senkkasten bereits bei 4—5 m unter Wasser an. Aus einer Arbeit des Verfassers, welche in der Deutschen Bauzeitg 1882 veröffentlicht ist, wird hier folgendes angeführt. In Vergleich gestellt sind:

---

[1]) So wurde beim Bau der Albert-Brücke in Dresden bei 4 m Tiefe der Gründung unter Flußsohle und 3 m Wassertiefe die Luftdruck-Gründung gewählt, bei dem Bau der Magasins du Printemps schon bei 8 m Fundamenttiefe. (Encyclop. d'Architecture 1886.)

1. Luftdruck-Gründung mit verlorenen eisernen Senkkasten.
2. Reine Senkbrunnen-Gründung.
3. Gründung auf Beton mit umschließender Pfahl- oder Spundwand.
4. Gründung auf Beton mit Spundwand und Grundpfählen.

Als Fundamentkörper ist gerechnet:


Fig. 381, 382.

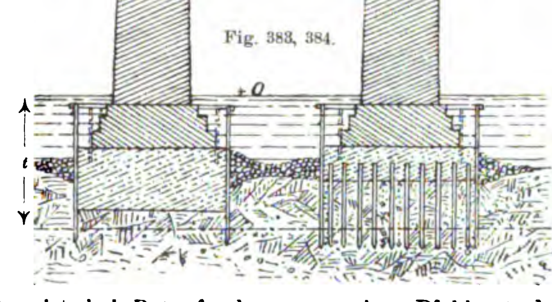


Fig. 383, 384.

a) Bei den beiden ersten die Grundfläche G des Senkkastens, bezw. der Brunnen, welche zu 1 Pfeiler-Fundament gehören, $\times$ dem Abstande t der Grundfläche vom niedrigsten Wasserspiegel.

b) Bei dem Beton-Fundament ist als Grundfläche G nicht die Betonsohle angenommen, (weil diese aus Gründen der Ausführbarkeit meistens größer genommen wird, als es die Tragfähigkeit des Bodens erheischt, und als man bei Luftdruck- oder Brunnen-Gründung an derselben Stelle die Grundfläche nehmen würde), sondern die Grundfläche des Pfeilermauerwerks. Als Tiefe t des Fundamentes ist bei Betonfundamenten ohne Pfahlrost der Abstand der Betonsohle vom niedrigsten Wasser + 1 ^{m} und bei Betonfundamenten mit Pfahlrost derselbe Abstand + $^2/_3$ der Rostpfahl-Länge (von der Pfahlspitze bis zur Betonsohle) gerechnet. Damit dürfte der Nutzen der Spundwände und Grundpfähle mehr als reichlich in Betracht gezogen sein, da die Fundamente sicher weit früher zerstört sein werden, als eine etwaige Auskolkung diese Tiefen erreicht haben wird. Es sind danach die in Fig. 381—384 skizzierten 4 Fundamente als gleichwertig in betreff der Sicherheit anzusehen.

Bei diesen, für die Beton-Fundamente immer noch sehr günstigen Angaben ergeben sich für die 4 Gründungsarten, die in der folgenden Tabelle gesperrt gedruckten Durchschnittspreise für 1 ^{cbm} des Fundaments (G t).

Die Angaben in der Tabelle sind einem Berichte von Funk in der Deutsch. Bauzeitg. 1877, S. 71 ff., entlehnt, so zwar, daß nur zweigleisige Eisenbahn-Brücken berücksichtigt wurden, um Fundamente von möglichst derselben Größe zum Vergleich zu haben. Auch wurden die in General-Unternehmung ausgeführten Brücken ausgeschlossen, um möglichst genau die wirklichen Kosten zu berücksichtigen. Wenn die in der Funk'schen Tafel angegebenen Kosten sich auf Flutbrücken-Pfeiler bezogen so sind 25 $^0/_0$ zugeschlagen als mindeste Preiserhöhung, welche zu erwarten ist, wenn die Gründung im Wasser ausgeführt wäre. Waren endlich die Kosten ohne Mauerwerk angegeben, so ist für dieses, dem Funk'schen Berichte gemäß, der (sehr hohe) Preis von 60 M. für 1 ^{cbm} zugeschlagen worden.

Mit Hilfe der in Tabelle 2 gezogenen Durchschnittskosten und von

Tabelle 2.

Nr.	Ort der Brücke	Tiefe: d. Pfahlwand-Spitzen unter N.-W. m	Tiefe: der Betonsohle unter N.-W. m	Tiefe: welche für d. Fundam. Körper zu rechn. ist t m	Grundfl. des Fundam. G qm	Inhalt des Fundam. Gt cbm	Kosten des Fundamentes im ganzen einschl. d. Mauerwerks M.	Kosten des Fundamentes im ganzen ausschl. d. Mauerwerks M.	Kosten für 1 cbm Flutbrück.-Pfeiler M.	Kosten für 1 cbm Strombrück.-Pfeiler M.
	I. Luftdruck-Gründungen.									
1	Rhein bei Düsseldorf	—	—	13,2 – 15,1	106	1480	80 790	169 600	—	114,6
2	Elbe „ Stendal	—	—	12,5	73	913	25 000	79 780	—	87,4
3	Elbe „ Dömitz	—	—	12,24	83,5	1022	40 700	83 200	—	81,4
4	Parnitz „ Stettin	—	—	13,2	64,7	854	35 000	[illegible]6 240	—	101,0
5	Pregel „ Königsberg	—	—	15,7	81	1272	108 000	184 820	—	145,0
	Summe:	—	—	67,84	408,2	5541	—	—	—	529,4
	Im Mittel:	—	—	13,56	81,6	1108,2	—	—	—	106
	II. Gründungen auf Beton zwischen Spund- oder Pfahlwänden.									
6	Rhein bei Duisburg	11,5 – 13,5	6,6 – 7,5	8	134,7	1077,6	—	161 000	—	149,5
7	Rhein „ Wesel	11,8 – 12,8	7,2 – 7,9	8,6	221,2	1902,3	—	234 000	—	123,1
8	Elbe bei Niederwartha (Flutbr.)	4	3,5	4	74,3	297,0	—	23 000	80,1	100,1
9	Elbe bei Meißen	8	5	6	98,0	588,0	—	60 000	—	102,0
10	Ruhr „ Düssern	6,3	2,5	3,5	84,6	296,1	—	31 000	—	104,7
	Summe:	—	—	30,1	612,7	4161	—	—	—	579,4
	Im Mittel:	—	—	6,02	122,54	832,2	—	—	—	116
	III. Gründungen auf Beton und Pfahlrost zwischen Spundwänden.									
11	Rhein bei Waldshut	10	2,4	7,46	62	462,5	—	64 500	—	139,5
12	Elbe „ Schandau	6,5	3,4	5,46	90,9	496,5	—	40 600	—	81,8
13	Elbe „ Pirna	6	2,8	4,92	163	802,0	—	111 700	—	139,3
14	Elbe „ Harburg	12	5,9	9,96	160	1593,6	—	146 000	—	91,6
15	Elbe „ Hamburg	9,4	4,1	7,63	151	1152,1	—	135 000	—	117,2
16	Weser b. Dreye (Strombr.)	9	4,8	7,44	61,1	454,6	—	71 100	—	158,6
	Summe:	—	—	42,87	688	4961,8	—	—	—	728
	Im Mittel:	—	—	7,15	114,7	826,9	—	—	—	121,3
	IV. Gründungen auf Senkbrunnen.									
17	Elbe bei Niederwartha (Strombr.)	–	—	7,5	94	705	9322	79,900	–	112
18	Elbe b. Dömitz (Flutbr.)	—	—	6,53	86	271	—	18,760	69,3	88,6
19	Weser b. Dreye (Flutbr.)	—	—	6 - 7	84,6	225	—	7,800	85	48,8
20	Mulde bei Rochlitz	—	—	5,4	49,2	266	—	27,800	—	104
	Summe:	—	—	26,93	213,8	1167	—	—	—	346,4
	Im Mittel:	—	—	6,73	53,5	367	—	—	—	86,6

Formeln für die Ermittelung derselben, die weiter unten angeführt werden, ist die Tabelle 3 für die Grenzen der vorteilhaften Verwendung der verschiedenen Gründungsarten aufgestellt worden.

Die Verschiedenheit der Bodenklassen ist in dieser Tabelle wie folgt zu verstehen.

Tabelle 3.

1. u. 2. Bodenklasse		3. Bodenklasse			4. Bodenklasse		5. Bodenkl.
$t < 4$ m	$t > 4$ m	$t < 4$ m	$t \gtrless {4 \atop 8}$ m	$t > 8$ m	$t < 6$ m	$t > 6$ m	
Betongründg. mit u. ohne Pfahlrost. Brunnengründg.	Brunnengründg.	Betongründg. mit u. ohne Pfahlrost. Brunnengründg.	Brunnengründg. mit Luftdruckgründg. vereinigt.	Reine Luftdruckgründg.	Brunnen- u. Luftdruckgründg. vereinigt.	Reine Luftdruckgründg.	Reine Luftdruckgründg.

Kl. 1 bezeichnet einen ganz gleichmäßigen Sand-, Lehm und gemischten Boden, ohne nennenswerte Hindernisse irgend welcher Art. Kl. 2 desgl. einen Boden, in dem sich vereinzelte Steine oder Holzstücke, jedoch nicht

von besonderer Größe, vorfinden. Kl. 3 desgl. einen Boden, in welchem diese Hindernisse häufiger, und Kl. 4 einen solchen, in welchem dieselben massenhaft auftreten, in beiden Bodenarten aber von geringer Größe, sodaß sie leicht entfernbar sind. Kl. 5 endlich bezeichnet einen Boden, in welchem die Hindernisse sehr häufig vorkommen und gleichzeitig von bedeutender Größe sind.

Die Tabelle 3 gibt die Tiefe, in welcher die Luftdruckgründung vorteilhafter wird als die anderen, eher noch zu groß, als zu gering an, wie dies auch die Mitteilung von Liébeaux (S. 189 ff.) beweist.

Bei Berechnung der Tabellen sind eiserne Senkkasten von verhältnismäßig großem Gewichte für die Luftdruckgründungen angenommen. Wählt man statt dessen (vorausgesetzt, daß die Umstände dies empfehlenswert erscheinen lassen), solche aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton, so ergibt sich die Tiefe, bei welcher die Anwendung dieser Gründungsart vorteilhaft wird, noch geringer. Dies wird umsomehr der Fall sein, je schneller die Fertigstellung der Fundamente erforderlich ist, da in dieser Beziehung die Luftdruckgründung allen anderen Gründungsarten überlegen ist.

Die Brunnengründung ist bei gutem Baugrunde stets billiger als die Gründung auf Beton mit oder ohne Pfahlrost. Die Betongründung verdient vor jener aber dann den Vorzug, wenn bei geringen Tiefen ein großes einheitliches Fundament verlangt wird.

Bei Brunnengründungen und solchen auf Senkkasten bestimmt man die Größe der Grundfläche nur nach der Tragfähigkeit des Baugrundes, oder sollte dies wenigstens tun, da man bei denselben in der Lage ist, die guten Eigenschaften eines Baugrundes von großer Tragfähigkeit voll auszunutzen. Diese Gründungsarten sind also besonders dort zu empfehlen, wo unter einer wenig festen Schicht (Schlamm, Torf u. dergl.) eine solche von großer Festigkeit sich findet, auf die man dann am zweckmäßigsten einzelne Pfeiler setzt, deren Grundfläche den Baugrund voll belasten und die man oben über Wasser zum ganzen Fundamente vereinigt.

Anders bei Betonfundamenten, die man in einem Fangedamm herstellt. Bei diesem muß das Fundament, auch bei sehr tragfähigem Baugrunde, der Ausführung wegen, größer angelegt werden, als es der Tragfähigkeit des Baugrundes wegen notwendig wäre. Für einen sehr tragfähigen Baugrund sind dieselben daher im allgemeinen nicht zu empfehlen. Sie finden besser ihren Platz auf einem mittelmäßigen oder schlechten Baugrunde, der schon an und für sich eine Verbreiterung des Fundamentes verlangt.

In dieser Beziehung ist häufig fehlgegriffen worden. Man findet noch neuerdings Brückenpfeiler bei 4—7 m Gründungstiefe mittels Fangedamm auf Fels, feste Kies- oder Lößschichten gegründet, wobei dann der Baugrund nur mit 2—3 kg/qcm beansprucht ist, während er recht gut 5 kg tragen könnte. Bei Anwendung von Senkbrunnen, wenn nötig mit Luftdruckgründung vereinigt, und bei Beanspruchung des Baugrundes wie eben angegeben, würde man in solchen Fällen bedeutende Ersparnisse erzielt haben.

Die Kosten der Fundamente auf Beton zwischen Spundwänden, mit oder ohne Pfahlrost, wachsen in mehr als einfachen Verhältnissen zur Tiefe t. Aber trotzdem sind bei der Berechnung der Tab. 3 die Kosten für 1 cbm derartiger Fundamente allgemein nur zu: $p = \alpha + \beta t$ angenommen worden, weil für die Entwicklung einer genaueren Formel die Unterlagen fehlen; man kann also sicher sein, daß die erhaltenen Zahlen für die Betongründung verhältnismäßig günstige sind.

Bei Fundamenten für Kaimauern liegen die Verhältnisse für die Betonfundamente etwas anders. Dort sind einerseits keine Querwände aus Spundbohlen notwendig, wie bei den Fundamenten einzelner Pfeiler; anderseits muß man bei Anwendung der Brunnen oder Luftdruckgründungen die einzelnen Fundament-Körper mit einander erst in Verbindung bringen, was noch besondere Kosten verursacht, wenn diese Verbindung unter dem

niedrigsten Wasserstande zu geschehen hat. Von einer solchen Anordnung kann aber bei Kaimauern wie auch bei Brückenpfeilern aus diesem Grunde nur abgeraten werden. Aber auch hier wird man bereits bei weit geringeren Tiefen, als bis jetzt üblich ist, schon etwa bei 7—8 m unter Wasser die Luftdruckgründung mit Vorteil anwenden, weil man das Mauerprofil weit besser ausbilden und infolgedessen dem Betonfundamente gegenüber an Mauerwerk sparen kann. In dieser Beziehung ist bei Kaimauer-Bauten die Luftdruckgründung auch der Brunnengründung überlegen.

Diese Ausführungen haben indessen nur für diejenigen Luftdruck-Gründungen uneingeschränkte Geltung, bei denen der Fundament-Körper in freier Luft gemauert wird und die Preßluftarbeit sich nur auf die Versenkung dieses Körpers beschränkt. Anders stellen sich die Verhältnisse bei der Taucherglocken-Gründung, bei der das ganze Mauerwerk bis zum Wasserspiegel in der Preßluft hergestellt wird.

Da die Apparate für dieselbe sehr kostspielig sind, wird sie, wenn nicht besonders schwierige örtliche Verhältnisse keine Wahl lassen, nur dann zu empfehlen sein, wenn Aussicht vorhanden ist, die Apparate bald wieder bei anderen Bauten zu verwenden, um nicht ein Bauwerk mit den ganzen Beschaffungskosten belasten zu müssen.

Gegenüber den Gründungen in offener Baugrube zwischen Spundwänden ist sie, abgesehen von der sehr erschwerten Aufsicht, außerdem dadurch im Nachteil, daß es nicht ratsam ist, unter der Taucherglocke Eisenbetonmauern aufzuführen, weil die Herstellung schwierig und nicht sorgfältig genug wird. Man ist also gezwungen, mehr einfache starke Mauern zu wählen, die durch großen Material-Verbrauch kostspielig werden.

Ferner macht es, wie der Bau des Docks 5 in Kiel gezeigt hat, Schwierigkeiten, die provisorischen Verschlüsse dicht zu bekommen, um ein Dock oder Schleusenhaupt zur Ausführung des Verkleidungsmauerwerkes trockenzulegen. Es treten also bei dieser Art der Preßluft-Gründung die sogen. unvorhergesehenen Fälle, welche bei der Versenkung einfacher Senkkasten fast ganz fortfallen, ebensogut auf, wie bei den Gründungen mit Betonsohlen in Spundkasten, sodaß man bei Taucherglocken-Gründungen für Docks und Schleusen ebenfalls dem Kostenanschlage einen ausreichenden Prozentsatz zuschlagen muß. Der Unterschied ist dabei der, daß die unvorhergesehenen Fälle bei Spundwandgründungen mehr zu Anfang des Baues beim Leerpumpen der Baugrube, bei der Taucherglocken-Gründung dagegen gegen Ende des Baues eintreten. Bei der ersteren Gründungsart wird man daher verlorene Zeit leichter wieder einbringen können, als bei letzterer. Endlich spart man bei Spundkasten-Fundierungen an Erdarbeiten und bringt die Zeit, welche man für das Rammen der Spundwände verbraucht, reichlich dadurch wieder ein, daß 1. viel größere Beton und Mauermassen in der offenen Baugrube in der gleichen Zeit hergestellt werden können als unter der Taucherglocke und daß 2. die verschiedensten Arbeiten in der offenen Baugrube **gleichzeitig** ausgeführt werden können, welche bei der Taucherglocken-Gründung nur **nacheinander** geleistet werden können.

Zur weiteren Begründung und Erläuterung diene folgende Mitteilung über die Bauten der neuen Docks und Schleusen in Kiel und Wilhelmshaven.

In Kiel lagen die Dockhäupter im freien Hafen. Der tragfähige Baugrund befand sich für diese teilweise erst 20 m unter Mittelwasser, war von einer starken Schlammschicht überlagert und fiel nach dem Hafen zu steil ab, sodaß eine Fangedamm-Ausführung gefährlich, wenn nicht unmöglich erschien. Zum mindesten mußten die Häupter der Docks mit verlorenen Senkkasten oder mit der Taucherglocke gegründet werden.

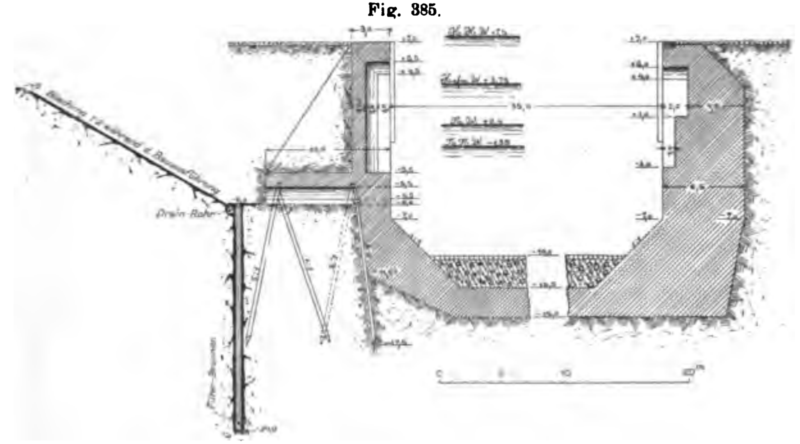
Diese Verhältnisse waren bestimmend, letztere Gründungsart für die ganzen Bauwerke zu wählen.

Bei den Docks in Wilhelmshaven sollten die Dockhäupter ursprünglich in der Flucht der Kaimauer, d. i. unmittelbar am Baubassin liegen. Da sich trotz der großen Nähe dieses Beckens bei dem Trockenaushub der

Baugrube bis etwa 7 m unter Hafenwasserstand fast kein Wasser zeigte, wurde in den Ausschreibungs-Bedingungen den Unternehmern die Ausführungsart freigestellt. Leider hatte keiner derselben den Entwurf so geändert, daß (wie z. B. bei dem Dock in Chatham) erheblich an Material gespart worden wäre. Da außerdem der Mindestfordernde die Eiseneinlagen für die Sohlen mit Hilfe von Tauchern verlegen wollte, was bekanntlich wenig zuverlässig ist, und bei 3 Docks der Preisunterschied nur etwa 100 000 M. betrug, so entschied sich Verfasser für die Taucherglocken-Gründung. Später wurden die Docks 100 m in das Land hineinverlegt. Wäre diese Lage von anfang an vorgesehen gewesen, so hätte zweifellos eine andere Ausführung billiger zum Ziele geführt.

Bei den großen neuen Schleusen war die Ausschreibung unter denselben Bedingungen erfolgt und Verfasser, der inzwischen krankheitshalber in den Ruhestand hatte treten müssen, fand nun Zeit und Gelegenheit für die Submission an einem Entwurfe der Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten zu Frankfurt a. M. tätig zu sein. Der Abstand der Schleusen-Baugrube vom freien Wasser betrug 50 m und da der Baugrund durchaus unberührter Seegrund ist, eine Konkurrenz mit einer Taucherglocken-Gründung aber selbstredend wegen der Höhe der Gerätekosten unmöglich

Fig. 385.



war, entschied man sich für eine Betonierung der Sohlen zwischen Spundwänden unter Wasser und nachherige Trockenlegung der ganzen Baugrube. Die Baugrube sollte möglichst tief bis — 4 unt. Umständen bis — 6 im Trockenen ausgehoben werden, was nach den Erfahrungen früherer Bauten möglich war. Um dem sehr feinen Sande die Eigenschaften des Triebsandes zu nehmen, sollte durch Drainage der Baugrubensohle außerhalb der Spundkasten und Abfangen des Grundwassers mittels tiefer, nahe an einander eingetriebener Röhrenbrunnen ebenfalls außerhalb der Spundwände der Grundwasserstand ständig etwa $^1/_2$ bis 1 m tiefer als die Oberkante der Spundwände gehalten werden. (Über Brunnen zur Absenkung des Grundwassers auch in sehr feinem Triebsande vergl. die Fig. 375 und 376 auf S. 169.)

Auf diese Weise wäre es vermieden, daß nach Fertigstellung des Erdaushubes zwischen den Spundwänden irgend welche Quellen sich in denselben zeigen konnten, die den Beton ausspülten. Die Betonierung hätte noch in weniger tiefem Wasser stattgefunden, als z. B. bei dem Kaiserdock in Bremerhafen, und da die Betonsohle allein durch ihr Gewicht dem durch das Abfangen und Senken des Grundwassers verminderten Auftriebe das Gleichgewicht hielt, konnte die Trockenlegung ohne lange Erhärtungsdauer vorgenommen werden. Die Fig. 385 zeigt links den von der Aktien-

Gesellschaft vorgeschlagenen Querschnitt, rechts den der Ausschreibung zugrunde liegenden. Ähnlich waren die Querschnitte der Mauern an den Pontonkammern für die Schiebetore, während für die Schleusenhäupter die massigen Querschnitte der Ausschreibung beibehalten wurden.

Durch diese sehr standfeste Mauerkonstruktion wurde etwa 1 Million M. an Mauermaterialien bei beiden Schleusen gespart. Außerdem war das Angebot der Aktien-Gesellschaft etwa $^3/_4$ Millionen billiger als dasjenige, welches die Ausführung unter der Taucherglocke vorsah, wenn man die Ersparnis an den Erdarbeiten mit berücksichtigt. Endlich ist noch zu bemerken, daß der Preis für die Herstellung des Betons unter der Taucherglocke wegen der scharfen Konkurrenz gegen den von 16,50 M. bis 18,50 M. bei den Docks um mehr als 4 M. heruntergesetzt war, was nur deswegen möglich sein kann, weil die Beschaffungskosten für die ganzen Apparate bereits getilgt sind. Dieser sonst nicht erreichbare niedrige Preis würde unter normalen Verhältnissen die Kosten der Taucherglocken-Gründung noch um weitere $1^1/_4$ Millionen M. für beide Schleusen erhöht haben, sodaß der Kostenunterschied zwischen beiden Gründungsweisen rund 3 Millionen M. betrüge. Das sind fast 40% der Gesamtkosten, welche das Bauwerk nach der Ausführungsweise der Aktien-Gesellschaft verursacht hätte.[1]) Wenn man auch noch viele Verstärkungen an den Mauern und Sicherungen für den Erdkörper von 50^{m} Breite zwischen der Baugrube und dem Hafen durch doppelte oder dreifache Spundwände vorgenommen hätte, die Verfasser keineswegs für erforderlich hält, so folgt aus dem Angeführten doch zweifellos, daß die Taucherglocken-Gründung immer nur als ultima ratio in seltenen Fällen gelten darf.

Auch an Zeit, auf die es nach der Ausschreibung in dem besprochenen Falle besonders ankam, wird bei der Taucherglocken-Gründung nichts gespart. Bei den Dockbauten in Wilhelmshaven hat die Betonierung mit der großen Glocke zwar ausnahmsweise einmal die hohe Ziffer von 600^{cbm} erreicht. In der offenen Baugrube war aber eine durchschnittliche Leistung von 1500^{cbm} in 24 Stunden sicher erreichbar. (Vergl. S. 103, 104.) Dazu fallen bei letzterer Gründungsart noch 8 provisorische Abdichtungen der vier Häupter fort, die möglicherweise noch viel Zeit bei der Taucherglocken-Gründung erfordern.

Jedenfalls darf man, wenn man Wert auf eine billige und doch sichere Erreichung des Zweckes legt, nicht versäumen, auch andere Gründungsarten ernstlich in Erwägung zu ziehen. Und da, wie die Bauten in Bremerhaven gezeigt haben, eine sorgfältige Betonierung unter Wasser allen Anforderungen entspricht, wird solche mit teilweiser Senkung des Grundwassers in erster Linie in Frage kommen.

Zur Benutzung bei Aufstellung von Voranschlägen für die Kosten von Luftdruck-Gründungen mit verlorenem Senkkasten und Brunnen-Gründungen empfiehlt Verfasser folgende schon oben erwähnte Formeln[2]):

Für eiserne Senkkasten:

$$\text{Ia.}\quad p = \frac{P\gamma}{G\,t} + \frac{t_2\,[12 + (2\,t - t_2)\,0{,}4] + 20\,h}{t} +$$

(132) (226) (4) (222)

$$\frac{200 + (340 + 6\,t)\,d + 272\,a + 18\,n}{n\,t} + 50.$$

oder genau genug:

(132) (226) (4) (222)

$$\text{Ib.}\quad p = \frac{P\gamma}{G\,t} + \frac{200 + (340 + 6\,t)\,d + 272\,a + 18\,n}{n\,t} + 67.$$

Darin bedeuten: p Preis für 1^{cbm} Fundament, hierunter Grundfläche × Abstand vom niedrigsten Wasserstande verstanden, P Gewicht des

---

[1]) Selbst wenn man die starken Wände des ausgeschriebenen Entwurfes beibehalten, also keine Material-Ersparnis beabsichtigt hätte, würde die Ausführung in offener Baugrube noch um mindestens 12% billiger geworden sein.

[2]) Über die Herleitung s. Zeitschr. d. Hannov. Archit.- u. Ing.-Ver. 1882, H. 4 u. 884.

eisernen Senkkastens[1]), γ Preis für 1 t Walzeisen des fertigen Senkkastens, einschließlich der Anlieferung bis in das Gerüst, t Abstand der Fundament-Sohle vom niedrigsten Wasser (Gründungstiefe), G Grundfläche des Senkkastens in qm, h Höhe der Arbeitskammer in m, t_2 Abstand der Fundament-Sohle von der Sohle des Flusses (Versenkungstiefe), d Anzahl der Senkkasten, die gleichzeitig mit verdichteter Luft gespeist werden sollen (maßgebend für die Größe der Luftpumpen), a Anzahl der Gerüste, für welche das Holz beschafft werden soll, n Anzahl der zu gründenden Pfeiler.

Für gemauerte Senkkasten:

$$\text{IIa.}\quad p = \frac{P_1\gamma}{G\,t} + \frac{\overset{(132)}{200} + (\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6\,t})\,d}{n\,t} + \frac{\overset{(240)}{290a + 18\,(n - a)}}{n\,t} + \frac{50\,(G\,t + 0{,}4\,J)}{G\,t} + \frac{t_2\,[12 + (2\,t - t_2)\,0{,}4]}{t}$$

oder genau genug:

$$\text{IIb.}\quad p = \frac{P_1\gamma + 20\,J}{G\,t} + \frac{\overset{(132)}{200} + (\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6\,t})\,d + \overset{(222)}{272\,a + 18\,n}}{n\,t} + 62.$$

Die Zeichen, welche sich hier aus Formel I wiederholen, haben dieselbe Bedeutung wie dort und außerdem ist:

J der von der Gestalt der Grundfläche G abhängige Inhalt des Hohlraumes der Arbeitskammer, P_1 das Gewicht des eisernen Brunnenschlinges nebst dem des Anschlusses für die Schachtrohre usw.

Die Formeln II setzen gemauerte einheitliche Senkkasten von der Größe eines **ganzen** Pfeilerfundamentes voraus. Wendet man statt deren **mehrere** runde an und gestaltet den Arbeitsraum kegelförmig mit einer Neigung der Seite von 45°, so lautet die Näherungsformel:

$$\text{IIc.}\quad p = \frac{\Sigma(P)\gamma}{t\,\nu\,\pi\,r^2} + \frac{\frac{1}{\nu}\,\overset{(132)}{200} + (\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6\,t})\,d + \overset{(222)}{270\,a + 18\,n}}{n\,t} + \frac{20\,r}{3\,t} + 62.$$

$\Sigma(P)$ ist das Gewicht der eisernen Brunnenschlinge nebst Zubehör für sämtliche zu einem Fundament gehörende Senkkasten, ν die Anzahl derselben, r der Halbmesser der Grundfläche eines Senkkastens.

Derartige Senkkasten lassen sich bei der kegelförmigen Gestalt ihrer Hohlräume sehr gut **ohne** Anwendung der verdichteten Luft nach Entfernung der Schleusen und Schachtrohre in gewöhnlicher Weise voll Beton schütten und es betragen bei solchem Verfahren die Kosten für 1 cbm nur:

$$\text{IId.}\quad p = \frac{\Sigma(P)\gamma}{t\,\nu\,\pi\,r^2} + \frac{\frac{1}{\nu}\,\overset{(132)}{200} + (\overset{(326)}{340} + \overset{(4)}{6\,t})\,d + \overset{(222)}{272\,a + 18\,n}}{n\,t} + \frac{1{,}67\,r}{t} + 62.$$

Bei Formel IIc und IId ist angenommen, daß die Bögen zur Verbindung der einzelnen Fundamentteile **über Wasserspiegel** liegen, bei sämtlichen Formeln außerdem, daß die Senkkasten an Ketten von schwimmenden oder festen Rüstungen aus auf den Grund gesenkt werden.

Geschieht die Versenkung auf den Grund (bei eisernen Senkkasten) schwimmend mit Hilfe abnehmbarer eiserner Ummantelungen über der Decke, so lautet die Näherungsformel:

$$\text{III.}\quad p = \left[\frac{P}{G\,t} + \frac{Pm\,t_1\,U a_1}{n\,G\,t}\right]\gamma + \frac{(\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6\,t})\,d + \overset{(60)}{90}}{n\,t} + 68.$$

Außer den bereits mitgeteilten Bezeichnungen bedeutet hier:

t_1 die Wassertiefe, U den Umfang des eisernen Senkkastens, bezw. des Mantels über der Decke, a_1 die Anzahl der anzuschaffenden Eisenmäntel, P_m endlich das Gewicht des eisernen Mantels für 1 qm Umfangsfläche desselben berechnet. Dasselbe beträgt einschl. der Versteifungen im Mittel 150 kg.

[1]) Über die Gewichte eiserner Senkkasten und Brunnenschlinge s. weiter unten.

Für hölzerne Senkkasten, ähnlich den bei der East-River-Brücke versenkten mit Blechausfütterung, berechnet sich der Preis von 1 cbm Fund. zu:

$$\text{IV.}\quad p' = \frac{\gamma\,(0{,}06 + 0{,}04\,h_d) + 20\,h + h_d\,(\lambda - 50) + t_2\,[12 + (2\,t - t_2)\,0{,}4]}{t} + \frac{(\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6}\,t)\,d + \overset{(53)}{80}}{n\,t} + 50$$

oder genau genug:

$$\text{IVa.}\quad p = \frac{\gamma\,(0{,}06 + 0{,}04\,h_d) + 20\,h + h_d\,(\lambda - 50)}{t} + \frac{(\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6}\,t)\,d + \overset{(53)}{80}}{n\,t} + 62.$$

Abgesehen von den bekannten Bezeichnungen bedeutet hierin:

h_d die Stärke der hölzernen Decke in m und λ den Preis für 1 cbm Holz der Senkkasten-Konstruktion, einschl. der Arbeit zur Herstellung desselben; γ bezeichnet den Preis für 1 t der Blechverkleidung und der Bolzen.

Der Holzpreis wird nur in holzreichen Gegenden so niedrig sein, daß sich die Anwendung hölzerner Senkkasten gegenüber eisernen rechtfertigt. Ausnahmsweise kann ein hölzerner Senkkasten auch bei höheren Holzpreisen ökonomisch vorteilhaft werden, nämlich wenn die Tragfähigkeit des Baugrundes eine sehr geringe ist und dieselbe mit der Tiefe nur allmählich zunimmt. In solchen Fällen würde ein Fundament auf hölzernem Senkkasten mit recht starker Decke den Baugrund weit weniger belasten, als ein eiserner und jener brauchte infolgedessen entsprechend weniger tief gesenkt zu werden.

Die Formeln haben nur Gültigkeit bis zu $t = 20$ m. Darüber hinaus ist das Glied $\frac{t_2}{t}\left[12 + (2t - t_2)\,0{,}4\right]$, welches die Kosten der Erdarbeit ausdrückt, und in den Näherungsformeln durch 12 ersetzt ist, sowie das Glied $\frac{20\,h}{t}$, welches die Kosten für das Ausmauern der Arbeitskammer in verdichteter Luft angibt, zu vergrößern, weil bei bedeutenderen Tiefen diese Arbeiten sich unverhältnismäßig verteuern. Bei Tiefen von mehr als 14 m wendet man besser die genaueren Formeln Ia u. IIa anstatt der Näherungsformeln an, in denen für die Erdförderungen ein Durchschnittswert angesetzt ist.

Endlich ist hinzuzufügen:

1. daß die Formeln die Kosten p ohne Zuschlag eines erheblichen Unternehmer-Gewinnes geben,

2. daß der Preis für 1 cbm gewöhnliches Fundament-Mauerwerk, einschließlich aller Nebenkosten zu 50 M. $= \beta$,

3. der Preis von 1 cbm Mauerwerk in verdichteter Luft usw. hergestellt, wie vor zu $1{,}4\,\beta = 70$ M.,

4. der Preis des Betons in gewöhnlicher Weise, aber in besonders guter Mischung ausgeführt usw. zu $1{,}1\,\beta = 55$ M. gerechnet ist, und daß:

5. die in Klammern beigesetzten Ziffern den Preis p ergeben, wenn man annimmt, daß nach beendeter Gründung das Holz der Gerüste noch 20% und die Maschinen usw. noch 33% des Neuwertes besitzen. p mit den größeren (unteren) Zahlen berechnet, entspricht dagegen dem Neuwert der Gerüste und Maschinen.

Alle Formeln beziehen sich auf Konstruktions-Formen und Bauweisen, wie sie in dem späteren Abschnitt über Luftdruck-Gründung als zweckmäßig empfohlen werden. Es ist also beispielsweise ein eiserner Mantel über der Decke eiserner Senkkasten, wenn dieselben an Ketten auf den Grund hinabgelassen werden, nicht vorgesehen.

Für Luftdruck-Gründungen auf dem Trocknen fallen die Kosten für Senkungsketten $\left(\frac{\overset{(184)}{200}}{n\,t}\right)$ usw. fort und diejenigen für die Gerüste vermin-

dern sich, weil dann nur ein Krahn zum Abheben der Schleusen und Schachtrohre notwendig ist, von $\frac{\overset{(200)}{272} + 18\,n}{n\,t}$ auf nur $\frac{\overset{(27)}{40}}{n\,t}$. Desgl. wird in den Formeln für die Bodenbeförderung die Größe $t_2 = t$. Die Formel Ia lautet dann:

$$\text{V.}\quad p = \frac{P\,\gamma}{G\,t} + \frac{20\,h}{t} + \frac{(\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6}\,t)\,d + \overset{(27)}{40}}{n\,t} + 62 + 0{,}4\,t.$$

In derselben Weise sind für Gründungen auf dem Lande die Formeln Ib und IIa bis IId umzuändern.

Um zu ermitteln, welche Art der Luftdruck-Gründung im Wasser bei Annahme einheitlicher Senkkasten von gleich großer Grundfläche die billigere werden wird, hat man nach Weglassung der sämtlichen Formeln gemeinsamen Glieder folgende 4 Ausdrücke zu vergleichen:

1. Eiserne Senkkasten von Gerüsten aus versenkt:

$$\frac{P\,\gamma}{G} + 0{,}4\,h\,\beta + \frac{\overset{(132)}{200} + (\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6}\,t)\,d + \overset{(222)}{272}\,a}{n} + 18.$$

2. Eiserne Senkkasten mit Blechmänteln über der Decke ohne Gerüste versenkt:

$$\left[\frac{P}{G} + \frac{P_m\,t_1\,U\,a_1}{n\,G}\right]\gamma + (0{,}4\,h + 0{,}1\,t_1)\,\beta + \frac{(\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6}\,t)\,d + \overset{(60)}{90}}{n}.$$

3. Einheitliche gemauerte Senkkasten von Gerüsten aus versenkt:

$$\frac{P_1\,\gamma + 0{,}4\,J}{G} + \frac{\overset{(132)}{200} + (\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6}\,t)\,d + \overset{(222)}{272}\,a}{n} + 18.$$

4. Hölzerne Senkkasten ohne Gerüst versenkt:

$$(0{,}06 + 0{,}04\,h_d)\,\gamma + 0{,}4\,h\,\beta + h_d\,(\lambda - \beta) + \frac{(\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6}\,t)\,d + \overset{(53)}{80}}{n}$$

Wie der Preis β (= 50 M.) des gewöhnlichen Mauerwerkes den örtlichen Verhältnissen entsprechend zu verändern ist, kann dies auch bei dem Gliede geschehen, welches die Kosten für die Gerüste darstellt: $\left(\frac{\overset{(222)}{272\,a}}{n} + 18\right)$, das aus $\frac{\overset{(240)}{290\,a} + 18\,(n - a)}{n}$ entstanden ist. Wegen etwaiger Veränderung der Ziffer 290 ist weiterhin das Nötige mitgeteilt.

Den Preis γ für 1^t Eisen in der Formel IV und 4 wird man besser etwas höher nehmen, als in den 3 übrigen. —

In gleicher Weise wie oben drückt sich bei Anwendung eiserner Brunnenschlinge der Preis für 1^{cbm} mit gewöhnlichen gemauerten Senkbrunnen im Wasser hergestelltem Fundament aus durch:

$$\text{Va.}\quad p = \frac{U}{G\,t}\left[0{,}1\,\gamma + \frac{\overset{(66)}{100}}{\nu\,n} + \frac{\overset{(240)}{290\,a} + 18\,(n - a)}{n}\right]$$
$$+ 1{,}03\,\beta + \frac{t_2}{t}\,[2\,\zeta + (2\,t - t_2)\,\varphi]$$

und bei Anwendung hölzerner Brunnenschlinge durch:

$$\text{VIa.}\quad p = \frac{U}{G\,t}\left[0{,}15\,\psi\,\frac{\overset{(66)}{100}}{n\,\nu} + \frac{\overset{(240)}{290\,a} + 18\,(n - a)}{n}\right]$$
$$+ 1{,}03\,\beta + \frac{t_2}{t}\,[2\,\zeta + (2\,t - t_2)\,\varphi].$$

Hierin bedeuten: U den Umfang oder die Summe der Umfänge sämtlicher zu einem Fundament gehöriger Brunnen, G die gesamte Grundfläche eines Fundamentes, ν die Anzahl der zu einem Fundament gehörigen Brunnen, während p, t, n, a, t_2 die früher angegebene Bedeutung haben. β ist wieder der Preis des gewöhnlichen Mauerwerkes, einschließlich aller Nebenkosten (Transporte, Gerätekosten, Bauschuppen usw.), γ der Preis für 1 t Gewicht des eisernen Brunnenkranzes, ψ der Kostenbetrag für 1 cbm hölzerner Brunnenschlinge, einschließlich des Arbeitslohnes und der Bolzen, ζ der Preis für 1 cbm der Bodenförderung zu Anfang der Senkung, φ die Zunahme des Erdförderungs-Preises mit der Tiefe.

Die letzten beiden Koeffizienten verändern sich mit den Schwierigkeiten, die der Baugrund bietet. Nach den bei dem Dömitzer Brückenbau angestellten Beobachtungen ist das Glied für die Bodenförderung in Formel Va und VIa:

$$\text{bei sehr gutem Boden: } \frac{t_2}{t}\,[4{,}75 + (2\,t - t_2)\,0{,}6]$$

$$\text{bei mittlerem Boden: } \frac{t_2}{t}\,[6{,}5 + (2\,t - t_2)\,0{,}8],$$

wenn man unter „mittlerem" Boden einen solchen versteht, bei dem nur mittlere Schwierigkeiten: einzeln zu beseitigende Steine, Holzstücke usw. im Grunde vorkommen. Es würde dies der Bodenklasse 2 (Tabelle 3, Seite 178) entsprechen.

Wenn mehr Hindernisse vorkommen, empfiehlt sich reine Brunnengründung nur noch bei geringen Tiefen in dem Falle, daß nicht Eile Not tut, da die Beseitigung von Hindernissen den Fortschritt der Arbeit zu sehr stört.

Nimmt man die Brunnen als Kreise vom Halbmesser r, und den Preis für das Mauerwerk (wie früher $\beta = 50$ M.) und endlich für ζ und φ die größeren Ziffernwerte, so erhält man für eiserne Kränze:

$$\text{Vb.}\quad p = \frac{2}{r\,t}\left[0{,}1\,\gamma + \frac{\overset{(66)}{100}}{n\,\nu} + \frac{\overset{(240)}{290\,a} + 18\,(n - a)}{n}\right] + 51{,}5 + \frac{t_2}{t}\,[6{,}5 + (2\,t - t_2)\,0{,}8]$$

und für hölzerne:

$$\text{VIb.}\quad p = \frac{2}{r\,t}\left[0{,}15\,\psi + \frac{\overset{(66)}{100}}{\nu\,n} + \frac{\overset{(240)}{290\,a} + 18\,(n - a)}{n}\right] + 51{,}5 + \frac{t_2}{t}\,[6{,}5 + (2\,t - t_2)\,0{,}8].$$

Bei Gründungen auf dem Lande fallen die Kosten für Senkungs-Einrichtungen und Gerüste fort, und t_2 wird $= t$. Die Formeln lauten dann:

$$\text{für eiserne Kränze:}\quad \text{Vc.}\quad p = \frac{2}{r\,t}\,0{,}1\,\gamma + 58 + 0{,}8\,t$$

$$\text{und für hölzerne:}\quad \text{VIc.}\quad p = \frac{2}{r\,t}\,0{,}15\,\psi + 58 + 0{,}8\,t.$$

Für Brunnen-Gründungen, bei denen, wie dies an späterer Stelle besprochen wird, auf einen leichten Übergang zur Luftdruckgründung Rücksicht genommen ist, und die sich für die Bodenklasse 3 und 4 empfehlen, sind etwas stärkere Brunnenkränze, ferner bei Gründungen im Wasser Gerüste und Senkkasten-Vorrichtungen so stark wie bei gemauerten runden Senkkasten notwendig. Im Schlusse der Auskragung ist eine Einklinkung zum Anbringen der Schachtrohre auszuführen und endlich sind kleine Luft-

pumpen usw. zu beschaffen. Unter Berücksichtigung aller Verhältnisse berechnet sich der Preis für 1 cbm der Fundamente für eiserne Kränze im Wasser zu:

$$\text{VIIa.} \quad p = \frac{\gamma(0{,}15\,U + 0{,}2\,\nu)}{G\,t} + \frac{\overset{(358)}{540} + \overset{(4)}{6\,t}}{\nu\,n\,t}$$

$$+ \overset{(222)}{\frac{272\,a + 18\,n}{n\,t}} + 51{,}5 + \frac{t_2}{t}\,[6{,}5 + (2\,t - t_2)\,0{,}8].$$

Der Preis für die Gerüste $\overset{(222)}{\dfrac{272\,a + 18\,n}{n\,t}}$, welcher aus $\overset{(240)}{\dfrac{290\,a + 18\,(n - a)}{n\,t}}$ entstand, kann wieder den örtlichen Preisen entsprechend geändert werden.

Für Gründungen auf dem Lande sind die Brunnenkränze nicht schwerer nötig als für gewöhnliche Senkbrunnen, weil dieselben von Anfang an überall aufstehen. Senkungs-Vorrichtungen und Gerüste fallen fort und t_2 wird wieder $= t$. Wir erhalten dann:

$$\text{VII b.} \quad p = \frac{(0{,}1\,U + 0{,}2\,\nu)\,\gamma}{G\,t} + \frac{\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6\,t}}{\nu\,n\,t} + 58 + 0{,}8\,t$$

und dementsprechend lauten die Formeln für hölzerne Kränze bei Gründungen im Wasser:

$$\text{VIII a.} \quad p = \frac{0{,}2\,U\,\psi + 0{,}3\,\nu\,\gamma_1}{G\,t} + \frac{\overset{(358)}{540} + \overset{(4)}{6\,t}}{\nu\,n\,t}$$

$$+ \overset{(222)}{\frac{272\,a + 18\,n}{n\,t}} + 51{,}5 + \frac{t_2}{t}\,[6{,}5 + (2\,t - t_2)\,0{,}8]$$

und auf dem Lande:

$$\text{VIII b.} \quad p = \frac{0{,}15\,U\,\psi + 0{,}3\,\nu\,\gamma_1}{G\,t} + \frac{\overset{(226)}{340} + \overset{(4)}{6\,t}}{\nu\,n\,t} + 58 + 0{,}8\,t.$$

γ_1 bedeutet in den beiden letzten Formeln den Preis für 1 t rohen Eisenguß und ist ungefähr $= {}^2/_3\,\gamma$ der Formel VIIa und VIIb.

Bei den Brunnengründungen im Wasser ist stets angenommen, daß die Versenkung auf den Grund von Gerüsten aus an Ketten ausgeführt werde.

Sämtliche Formeln (I—VIII) gründen sich teils auf eigene Aufzeichnungen, teils auf statistische Mitteilungen über Brückenbauten, die in Regie ausgeführt wurden. Für andere Gründungsarten, namentlich alle diejenigen, bei welchen starkes Wasserschöpfen notwendig ist (Fangedämme) müßten Formeln sehr unsichere Ergebnisse liefern, weil die Schwierigkeiten und Kosten dieser Arbeit unberechenbare sind; daher ist von Aufstellung solcher auch Abstand genommen, und es sind nur Grenzwerte zur Bestimmung vorteilhafter Verwendung ermittelt worden.

Zur weiteren Beurteilung der Kosten verschiedener Gründungsarten folgen indes nachstehend noch einige Mitteilungen in Tabellenform. Es ist freilich stets unsicher, aus einem Vergleich der von verschiedenen Bauten mitgeteilten Geldwerte die dort angewendeten Gründungsarten in Bezug auf ihre Brauchbarkeit bezw. Billigkeit zu beurteilen, weil bei solchen Ziffern örtliche Verhältnisse einen zu großen Einfluß üben.

Zur Aufstellung der Tabelle 4 sind ebenfalls, so genau als nach den Mitteilungen möglich, bei dem Beton-Fundament die Kosten für 1 cbm des Vergleichs-Fundamentes $G\,t$ (vergl. Fig. 383 und 384) berechnet und aufgeführt; und zwar ist wieder, wie in der Tabelle 2, Seite 178, falls die Gründung auf dem Lande geschah, der Einheitspreis in Kol. 15 gegen den in der Veröffentlichung mitgeteilten der Kol. 14 um 25 % erhöht worden.

Tabelle 4. Kosten von Pfeiler-Fundamenten.

Nr.	Bezeichnung	Lage	Gründungsart	Tiefe unter N.-W.: d. Spund- od. Pfahlwdsp. m	Tiefe unter N.-W.: der Rostpfahlspitzen m	Tiefe unter N.-W.: der Betonsohle m	Tiefe unter N.-W.: welche f. d. Vergl. maßgebend ist (t) m	Wirkl. Grundfl. des Betons od. Mauerw. qm	Vergl.-Grundfl. G qm	Inhalt d. Vergleich-Körpers $G t$ cbm	Kosten im ganzen M.	Kosten f. 1 steigd. m M.	Kosten für 1 cbm des Vrgl.-Körp. $G t$: Flutpfeil. M.	Kosten für 1 cbm des Vrgl.-Körp. $G t$: Strompfeil. M.
1	Lahn-Brücke bei Lollar	Landpfeiler	u mittelb. gemauert	—	—	—	1,28	87,49	87,49	112	5048	3944	45,1	56,4
2	„	Stromp.eiler	Senkbrunnen aus Mauerwerk	—	—	—	5,0	64,25	64,25	321,25	29165	5840	—	90,78
3	„	„		—	—	—	4,1	64,25	64,25	263,43	19710	4808	—	96,88
4	„	Landpfeiler	unmittelb. gemauert	—	—	—	3,1	81,72	81,72	253,3	11254	4342	43,41	54,26
5	Fulda-Brücke b. Malsfeld	Flutbrückenpfeiler	„	—	—	—	1,72	92,75	92,75	159,5	8611	5006	53,98	67,47
6	„	„	„	—	—	—	2,42	103,6	103,6	250,7	7285	8010	29,60	87,30
7	„	Strompfeiler	Betongründ. zw. Spundw. u. Fanged.	—	—	—	2,66	143,8	—	—	29880	11230	—	—
8	Werra-Brücke b. Eschwege	Landpfeiler a	mit hölz. Brunnen auf Felsen gegründet	—	—	—	3,5	30,06	30,06	105,21	4742	1355	45,07	56,34
		b		—	—	—	3,81	26,06	26,06	99,28	3404	983,5	34,28	42,85
9	„	Mittelw. aus den 7 Flutbr.-Pfeilern	auf den Fels gemauert	—	—	—	3,18	34,70	34,70	110,40	3596	1131	32,59	40,74
10	„	Strompfeiler	a. 3 gemauert. Senkbrunnen	—	—	—	2,12	51,55	51,55	109,30	9345	4408	—	85,51
11	Rhein-Brücke b. Coblenz	Mittelw. a. 3 Strompfeilern[1]	auf Beton m. Betonfanged.	6,4	—	6,4	6,4	460	270	1728	116120	18144	—	67,20
12	Mosel-Brücke bei Güls	Mittelw. a. 2 Strompfeilern[1])	„	5,2 bzw. 2,45	—	2,45	2,95	285	110	325	41440	14500	—	127,50
13	Donau-Brücke b. Budapest	Mittelw. a. 2 Endpfeilern[2])	Luftdruckgründung	—	—	—	8,32	93,87	93,87	781	62085	7461	—	79,5
14	„	Mittelw. a. 3 Strompfeilern		—	—	—	9,81	151,43	151,43	1485	104670	10670	—	70,5
15	Elbe-Brücke b. Schandau	Mittelw. a. 2 Strompfeilern[3])	Pfahlrost u. Spundw.	6,75	6,75	3,4	5,63	128	128	721	40600	7211	—	56,31
16	Elbe-Brücke bei Döbeln	Strompfeiler	Fanged. Beton in Spundw.	7,5-8	—	5	6	—	107	642	60000	10000	—	93,46
17	Weser-Brücke in Bremen	„ [4])	Beton m. eiserner Pfeiler-umhüllung	—	—	—	3,47	110,6	110,6	384	54987	17846	—	142,27
18	Marne-Brücke bei Nogent sur Marne	Strompfeiler[5])	Eisen-Umhüllung	—	—	—	7	230	230	1610	204594	29171	—	126,83
19	Brücke über die Creuze	„ [6])	Hölzerner Mantel	—	—	—	4	171	171	684	64313	16078	—	94,02

[1]) Für die beiden letzten Brücken sind in der Quelle (Zeitschr. f. Bauw.) die Kosten f. das Mauerwerk bis zum N.-W. sowie für das Baggern unter die Gründgs.-Kosten nicht mit aufgenommen; in unseren Gesamtkosten sind dieselben aber mit enthalten. Bei der Rhein-Brücke stehen alle 3 Pfeiler unmittelbar auf dem Fels, daher t = der Tiefe in Sp. 1. Bei der Moselbrücke steht ein Pfeiler unmittelbar auf dem Fels, daher t nur $= 2{,}45 + 0{,}5$ m. Bei beiden Brücken ist für G die Grundfl. des untersten Mauerabsatzes genommen, die verhältnismäßig sehr groß ist. Bei beiden Brücken sind die Verwaltungskosten nicht mit einbegriffen.

[2]) Die Zahlen sind aus den Mitteilungen von Seefehlner (Ztschr. d. Hannov. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1877) ermittelt. Die Kosten stellen die Selbstkosten einschl. Tilgung und Verzinsung des Anlagekapit. und Kosten für Unterhaltg. der Geräte und Masch. dar.

[3]) Ob Verwaltungs- und Tilgungskosten f. Masch. und Geräte in obigen Kosten enthalten sind, ist nicht angegeben.

[4]) 110,6 qm ist das Mittel aus der Summe der 5 Strompfeiler Grundfl. In dem Preise ist Mauerw. und Beton unter +0 mit gerechnet, der Preis für das Mauerw. ist aus den Mitteilungen von Berg in der Zeitschr. d. Hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1869 ermittelt.

[5]) Der Blechmantel ist mit 0,4 Fr. f. 1 kg berechnet, die Kosten f. d. Baggerung zu 1 M. f. 1,1 cbm des vom Fundam. verdrängten Raumes, 1 cbm Beton, wie in Tab. 2, zu 60 M.

[6]) Beton und Mauerw. wieder 60 M. gerechnet.

Auch hierzu sei erwähnt, daß die Beton-Fundamente bei der Annahme über die Grundfläche des Mauerwerkes als Fundament-Fläche G zu günstig behandelt sind und infolgedessen die Kosten für 1 cbm bei ihnen zu gering erscheinen gegenüber denjenigen der mit Brunnen- oder Senkkasten hergestellten Fundamente. Man erkennt dies leicht aus der betreffenden Kolonne, welche die Kosten für 1 m der Gründungstiefe t bei den verschiedenen Fundamenten enthält. Dieselben bieten bei Fundamenten, welche gleichen Zwecken dienen (z. B. bei solchen der Pfeiler von Eisenbahn-Brücken gleicher Breite und Spannweite), einen Vergleichswert, der jedenfalls richtiger ist, als die auf 1 cbm der wirklichen Beton- oder Mauermassen berechneten Kosten.

Allerdings sind auch die Zahlen dieser Kolonne nur mit Vorsicht zu vergleichen und nur so lange brauchbar, als die Tiefen t der zu vergleichenden Fundamente verschiedener Gründungsarten möglichst gleich sind, weil bei verschiedenen Gründungs-Arten die Kosten sich mit der Tiefe in ungleicher Weise ändern. Namentlich weicht in dieser Beziehung die Luftdruckgründung von allen übrigen ab, da bei ihr der Preis für 1 cbm oder für 1 m (steigend) des Fundamentes sich mit der Tiefe vermindert, so daß der geringste Wert des Einheitspreises erst in Tiefen eintritt, bis zu denen man bisher nicht vorzudringen wagte, weil der menschliche Körper außer Stande ist, den dieser Tiefe entsprechenden Luftdruck zu ertragen. Bei der Luftdruckgründung machen die Kosten für den Senkkasten und die Maschinen einen sehr bedeutenden Teil der Gesamtkosten aus, der, je nach der Anzahl der zu gründenden Fundamente, auf welche sich derselbe verteilt, $^1/_3$ und mehr von den Gesamtkosten erreicht. Da auch die Anzahl der Fundamente den Beitrag der Gerätekosten zu den Gesamtkosten von 1 cbm vermindert, so wäre es ein unrichtiges Vorgehen, wenn man bei einem großen Brückenbau etwa nur den am tiefsten stehenden oder überhaupt den schwierigsten Pfeiler mittels Luftdruck-Gründung ausführen wollte, die übrigen anders. Am zweckmäßigsten würde man in diesem Falle alle Pfeiler, bei denen mit einiger Gewißheit Hindernisse zu erwarten sind, mit Luftdruck gründen, die übrigen mit Senkbrunnen, (bei denen für den Bedarfsfall ein leichter Übergang zur Luftdruckgründung vorgesehen worden ist).

Es folgt hier endlich eine Tabelle aus einer Arbeit des französ. Ingenieurs Liébaux[1]), in welcher die Kosten von Gründungen:

1. in Spundwand-Umschließung mit einem einfachen Erddamme hinter derselben (für Flutbrücken-Pfeiler),
2. in Umschließungen mittels gewöhnlicher Kasten-Fangedämme aus doppelten Holzwänden mit Erdfüllung,
3. in Umschließungen aus hölzernen kalfaterten Wänden, die im ganzen fertiggestellt und versenkt wurden,
4. mittels Luftdruckgründung bei Anwendung eiserner verlorener Senkkasten,
5. mittels einer Vereinigung aus Luftdruckgründung mit Fangedamm-Gründung mitgeteilt werden.

Bei allen vier betr. Brücken waren die Verhältnisse sehr gleichartige. Der Baugrund bestand überall aus Fels (Kalkstein); die Pfeiler tragen gewölbte Eisenbahnbrücken von gleicher Breite, und es war nur die Spannweite der Bögen der Brücke von Laroche geringer (18 m) als die der drei anderen (24 m).

Die Bauwerke sind aber teilweise von Bauunternehmungen ausgeführt und insbesondere gilt dies von denjenigen, bei denen verdichtete Luft angewendet wurde. Außerdem sind die Kosten des Mauerwerkes bis 1,2 m über N. W. mit aufgenommen, was bei den zum teil sehr geringen Tiefen nicht ohne Einfluß ist. Dennoch sind die Verhältnisse bei sämtlichen Bauwerken so gleichartige, wie man es selten findet und es eignen sich die

[1]) Ann. des Ponts et Chauss. 1881, S. 823.

Tabelle 5 nach Liébeaux.

Pos.	Bezeichnung der Brücke und der Pfeiler	Gründungsart	Tiefe unter Wasser	Kosten f. Liefer. u. Arb., die v. Unternehm. ausgef. wurden	Kosten f. Liefer. u. Arb., die in Regie ausgef. wurden	Gesamt-kosten	Wirkl. Kub.-Inhalt des Fundam. bis 1,2 m über W.	Preis für 1 cbm einschl. des Materials	Preis für 1 cbm ausschl. des Materials
			m	M.	M.	M.	cbm	M.	M.
	I Brück. b. Laroche über die Isle:								
1	Pfeiler 1 (Strompf.)	Kastenfanged. aus doppelt. Holzwd. mit Erdfüllung.	2,70	6197,5	5392,8	11590,3	98,82	117,28	111,07
2	„ 2 (Strompf.)		2,80	6099,9	4185,6	10285,5	92,60	109,20	102,40
	II. Brück b. Beynac über die Dordogne								
3	Pfeil 1 (Flutbrück.-Pfeiler)	Einfach. Spundw. u. Erdreich z. Sicherg. gegen Hochw.[1])	8,10	5995,2	10452,7	16447,9	154,18	107,20	91,20
4	Pfeiler 2 (Strompf.)	Hölz. kalf. Kasten ohn. Bod., i. ganzen gefert. u. verskt.[2])	8,00	9118,8	10778.4	19897,2	156,00	127,20	104,00
5	„ 3 „		8,10	14026,0	10183,2	24209,2	152,71	152 80	134,40
6	„ 4 „		8,20	18025,4	26544,7	89570,1	182,29	216,80	195,20
	III. Brücke b. Pech über die Dordogne								
7	Pfeiler 3 (Strompf.)	Gründg. mit Luftdruck in gewöhnl Art auf eisern. verlorenen Senkkast.	4,10	—	--	Für alle 4 Pfeil. 80000	Alle 4 Pfeil. 666,46	—	—
8	„ 4 „		3,90	—	—			—	—
9	„ 5 „		4,00	—	—			—	150
10	„ 6 „		4,00	—	—			—	—
	IV. Brücke b. Garrit über die Dordogne								
11	Pfeiler 6 (Flutbr.-Pfeiler)	Einf. Spundw. u. Erddeich z. Sichr. geg. höher. Wass.[3])	1,80	3668,0	1535,4	5203,4	78,5	—	70,80
12	„ 5 (Flutbr.-Pfeiler)		2,00	5744,4	5195,8	10940,2	91,5	—	118,96
13	„ 4 (Strompf.)	Hölz. kalf. Kasten ohn. Bod., i. ganzen gefert. u versenkt	2,20	7720,2	6026,9	13747,1	86,65	—	158.64
14	„ 3 „		2,30	7058,6	4719,2	11772,8	84,76	—	138,88
15	„ 2 „	Luftdruck- m. Fanged.-Grdg. verein	2,00	—	—	Zus. 42000	Zus. 181,80	—	318
16	„ 1 „		1,90	—	—			—	

[1]) Als Strompf. mit 25 % Zuschlag; wie bei der vorigen Tabelle erhöht sich der Preis auf 114 M.

[2]) Bei diesem Pfeiler waren besondere Schwierigkeiten zu überwinden; der Felsgrund enthielt große Höhlungen, die mit dem Flusse in Verbindung standen. Dieselben mußten geöffnet und ausgefüllt werden.

[3]) Als Strompfeiler mit 25 % Zuschlag; wie bei der vorigen Tabelle erhöht sich der Preis auf 98,5 bezw. 148,7 M.

Tabelle 6. (Die Tiefe beträgt ungefähr 2 m unter Wasser).

Bezeichnung.	Mit 1 Spundw. u. Erddamm (nur auf dem Lande z. gebrauchen). M.	Mit kalfat., im ganzen verskt. Kasten. M.	Mittels Luftdruck- und Fanged.-Gründung vereinigt. M.
Preis der Herstellung für 1 cbm	96	144	120
Mittlere Kosten eines Pfeilers bis 1,2 m über Wasser	8 000	12 800	10 400
Dauer der Herstellung	30 bis 40 Tage.	40 bis 50 Tage.	15 bis 20 Tage.

Tabelle 7. (Die Tiefe beträgt ungefähr 4 m unter Wasser).

Bezeichnung.	Mit einer Spundw. und Erddamm. M.	Mit Kastenfanged. aus 2 Wänden u. Erdfüllg. M.	Mit kalfat., im ganzen versenkt. Kasten. M.	M. gewöhnl. Luftdruck-Gründg. m. verlorn. eis. Senkk. M.	Mittels vereinigt. Luftdruck- und Fanged.-Gründg. M.
Preis der Herstellung für 1 cbm	80	104	120	120	96
Mittlere Kosten eines Pfeilers bis 1,2 m über Wasser . . .	12 000	16 000	20 000	20 000	14 400
Dauer der Herstellung . . .	30–40 Tage.	40–50 Tage.	40–50 Tage.	20–30 Tage.	20–30 Tage.

Mitteilungen daher vorzüglich, um auf Grund derselben Schlüsse auf den Wert der einzelnen Gründungs-Arten zu ziehen. Man ersieht z. B. unmittelbar, wie schnell die Kosten bei Gründungen in freier Luft wachsen, sobald die Wasserbewältigung auf Schwierigkeiten stößt, wenn man die Einheitskosten von Pos. 6 mit denen von 5 und 4 vergleicht.

Die hohen Kosten der Pfeiler, Pos. 15 und 16, erklären sich aus der geringen Masse der Fundamente, auf welche der ganze Betrag der Gerätekosten entfällt. Bei größerer Tiefe würden sich die Einheitspreise, wie früher hervorgehoben, bedeutend vermindern. Liébaux berechnet unter sorgfältiger Berücksichtigung aller Verhältnisse für gleiche Gründungs-Tiefen und im übrigen gleiche Verhältnisse für die verschiedenen Gründungs-Arten, die in den Tabellen 6 und 7 zusammengestellten Kosten und Zeiten. Bei den Luftdruck-Gründungen sind schwimmende Rüstungen vorausgesetzt.

Am Schlusse seiner Betrachtung kommt Liébaux ebenfalls zu der Ansicht, daß bei Tiefen von mehr als 5^{m} die gewöhnliche Luftdruck-Gründung angewendet werden solle. Bei Tiefen zwischen 4 und 5^{m} und auch bei noch geringeren empfiehlt er, wenn man nicht durch das Hochwasser unterbrochen werden will, Luftdruck-Gründung mit Fangedamm-Gründung zu vereinen.

Gründungen mit Luftdruck in gewöhnlicher Weise und in der Vereinigung mit Fangedamm-Gründung können, wie endlich zu erwähnen, nicht von Hochwasser und dergl. gestört werden, während die drei übrigen Gründungs-Arten nur in günstiger Jahreszeit, die Gründung mittels eines Erddammes, außerdem nur auf dem Lande oder in stehendem Wasser ausführbar sind.

Die umstehend folgende Tabelle 8 ist einer Arbeit des Ingenieurs Séjourné[1]) entlehnt. Dort sind 82 Brücken in Betracht gezogen, bei denen Luftdruck-Gründung angewendet wurde; von denselben sind in Tabelle 8 indessen nur die seit dem Jahre 1879 ausgeführten aufgenommen worden, weil die älteren größerenteils nicht mehr als Muster dienen können. Es sei besonders auf die der Tabelle beigefügten Anmerkungen verwiesen, welche über die Art und Weise der Vergebung der Arbeiten an die Unternehmer Auskunft bieten. Aus den Preisen in der Tabelle geht hervor, daß die Kosten für 1^{cbm} mit der Tiefe abnehmen, wie dies auch vom Verfasser in den Formeln, S. 182 ff., zum Ausdrucke gebracht ist.

In den Tabellen 6 u. 7, S. 190, ist auch die Dauer der Herstellung der Fundamente für kleinere Pfeiler und geringere Tiefen angegeben. Im Nachstehenden soll die Zeit für größere Tiefen und größere Pfeiler ermittelt werden. Nehmen wir zum Vergleich wieder den Pfeiler einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von etwa 75^{qm} Grundfläche des aufgehenden Pfeilermauerwerkes an, so würde bei gutem Baugrunde die Grundfläche etwa 80^{qm} betragen, wenn die Gründung mit Senkbrunnen oder Luftdruck ausgeführt würde. Bei einer Gründung auf Beton mit oder ohne Pfahlrost mittels Fangedamm sei die Sohle des Betonbettes etwa 160^{qm}. Die Tiefe der Gründung t (in dem Sinne aufzufassen, wie in den Tabellen S. 178) betrage 7^{m}, die Wassertiefe 3^{m}, die Tiefe der Pfahlwand- und Grundpfahlspitzen sei 9^{m} unter 0. Dann veranschlagt sich die für die Arbeit im Strome erforderliche Zeit wie folgt:

1) Luftdruckgründung.

Anfertigung der Gerüste	30	Tage
Aufhängung des eisernen Senkkastens und Ausmauerung von Konsolen	4	„
Versenkung bis -7^{m} (für 1^{m} 3 Tage)	21	„
Ausmauern des Senkkastens	4	„
Abbrechen der Rüstung, Entfernen der Schleusen usw.	8	„
Feiertage und Unterbrechungen kommen bei der Art des Betriebes nicht vor, sollen indessen für etwaige Betriebsstörungen veranschlagt werden mit	8	„
Summe	75	Tage

[1]) Ann. des Ponts et Chauss. 1888, Februar.

Tabelle 8. Mitteilungen über einige neuere Luftdruck-Gründungen im Auslande (nach Séjourné).

Nr.	Jahr d. Ausführg.	Bezeichnung der Bauwerke	Fluß	Anzahl d. Fundam.	Tief. unt. N.W. bez. unt. ordn. Flthe. d. Meer. m	Grundfläche qm	Baugrund	Dauer der Senkung u. Ausfüllung Tage	Ganzer Inhalt cbm	Kosten im ganzen M.	Kosten f. 1 cbm M.
1	1876–1877	Tournon / Beauchastel } Rechte Rhone-Uferbahn	Doux Eyrien	4	6–8	—	—	—	1755,0	—	88,00
2	"	Hängebr. St. Pierre z. Toulouse	Garonne	1 1	10,2 7	48,3 "	4,25 m Kies, 2,45 m Tuffst. 1,6 m " 1,15 m "	135 105	492,66 338,10	44 800 33 600	90,94 99,38
3	1877	Straßenbrücke zu Rouen . .	Seine	2	11,77	41,62	5,68 m Lehm, 1,77 m Sand u. Kies, 0,63 m Kreide.	30 u. 78	979,73	106 474,7	110,82
4	"	Eisenbahnbr. b. Hocmard .	Ruisseau u. d. Moor bei Hocmard	2	14,00 u. 13,85	jeder 46,58	Lehmig. Torf auf fast d. ganze Tiefe; üb. d. Fels. eine Lage lehm. Sand.	25 u. 20	1278,0 zu samm.	108 600[1])	81,6
5	"	Eisenbahnbrücke b. Credo ,	Rhone	1	8,0	92,4	Kies, unten Kalkfelsen.	—	739,2	—	92,26[2])
6	1877–78	Eisenbahnbr. b. Étrembières	Arve	1 Landpf. 1 " 1 Mittelpf.	6,0 6,0 6,0	21,6 21,6 26,78	8 m Gerölle, 0,7 m hart. Ton, 3 m sandig., sehr harter Ton	— — —	129,6 129,6 160,38	12 000 14 400 16 000	92,46 117,29 91,76[3])
7	"	Eisenbbr. b. St. Jean de Losne	Saone	4 "	8	44,01	—	15 · 38	1408,0	—	80,11
8	"	Eisenbahnbrücke b Navilly	Doubs	6 "	1 zu 8, 1 zu 9, 4 zu 10	44,01 Brückenk. 87,8	—	19 · 37	2407	—	77,46
9	"	Straßenbrücke zu Pinsaguel	Garonne	1	6,5	87,84	Altes Mauerw., Kies, Sand, Tuffst.	86	245,96	30 400	123,58
10	"	Kleine Eisenbahnbrücke bei Épinay sur Seine	Seine	1 Brückenk. 1 " 1 Mittelpf.	8,99 5,34 8,57	100,80 100,80 60,56	Alluvium, Schlick, Sand.	62 22 18	906,19 538,27 519,0	61 629 39 288 43 582	78,6[4])
11	1878	Ebend. d. große Eisenbahnbr.	Seine	1 Brückenpf. 1 " 1 Mittelpf. 1 "	6,92 6,02 8,17 8,63	107,1 63,41	Lehmiger Sand.	23 25 18 —	741,18 644,74 518,06 547,28	52 181 46 896 48 888 45 488	76,47[4])
12	1878 1879	Eisenbahnbr. bei Remoulins	Gardon	3	6,00 9,00 8,50	46,4 Brückenk. 50,2	—	19 28 57	1044,00	—	81,6[5])
13	"	Eisenbahnbr. bei St.-Esprit .	Ardèche	3	6,00 9,50 7,00	Brückenk. 48,20 51,36	—	21—32	1080,00	—	81,2[5])
14	"	Eisenbahnbr. bei Bagnols .	Cèze	3	6,60 u. 8,00	Brückenk. 41,40 44,98	—	27, 15 u. 32	824	—	83,0[5])
15	1879	Eisenbahnbr. bei Valentine .	Garonne	1	13,75	31,84	Altes Mauerw., Sand u. Kies, Kalkfelsen.	72	433	36 500	84,3[6])
16	"	Eisenbahnbrücke b. Empalot	Garonne	3	6,419 10,498 9,29	36,09	Tertiär-Tuffst. (Mergel, Lehm und Sand).	44 36 48	281,66 378,87 335,28	28 760 41 484 37 568	i. M. 116,85[7])
17	"	Eisenbahnbrücke b. Thonon	Dranse	3	6,00	—	—	—	440,4	-	91,72
18	"	Eisenbahnbr. bei Langoiron	Garonne	4	7,00 i. M.	36,8	—	—	1080	—	85,4
19	"	Eisenbahnbr. bei Louhans .	Seille	2	8,00	—	-	—	545	—	78,89
20	1879–1880	Eisenbahnbrücke bei Cahors	Lot	6	Brückenk. 6,95 Mittelpf. 5,54 " 7,57 " 7,82 " [illegible]	95,48 94,56 " " "	Sand, Ton, Kalkfels.	15 56 51 54 [illegible]	8765,07	267 501,1	71,04[8])

							Sand	Fester sandig. Schlick	Kies u. Felsen				
21	1880–1881	Eisenbahnbrücke bei Nantes	Loire	5	Brückenk 20,95 Mittelpf. 19,58 „ 18,50 „ 16,75 „ 18,75	119,96 92,56 „ „ „	10,86 10,79 8,05 8,18 8,43	9,24 7,46 6,30 4,97 6,65	0,85 1,33 2,65 1,70 1,82	188 125 112 126 152	9323,72	636,624	68,28[9])
22	1880	Eisenbahnbrücke bei Pech .	Dordogne	1 1 2	4,10 3,90 4,00	41,65	Schwache Kiesschicht, Kalkfelsen.			—	666,46	80 000	120
23	„	Eisenbahnbrücke bei Garrit	„	1 1	2,00 1,90	83,8	„			—	131,80	33 600	254,4[10],
24	„	Eisenbahnbrücke b. Ramous	Gave de Pau	8	8,00 7,40 5,00	49,80	Kies und Gerölle, Mergel und Felsen.			23 21 11	1006	53 040	52,8[11])
25	1880–1881	Eisenbahnbrücke bei Albias	Aveyron	2	8,375 6,275	86,56	Kies und Tuffstein.			—	1286,42	96 327	74,92
26	„	Brücke bei Marmande . . .	Garonne	5	8–9	74,08 Brckenk. 90,38	„			—	9858,67	612 079	61,95[12])
		Viadukt ebenda	Vorland der Garonne	21	5–7	45,17 Brckenk. 67,31							
27	„	Eisenbahnbr. b. Castagnède	Gave d'Oloron	2 Brückenköpfe 2 Mittelpfeiler	8,45 5,85 9,74 9,00	82,8 „ 27,55 27,55	Kies u. grob. Gerölle. Konglomer. von Lehm und grobem Gerölle.			25 18 34 40	972	90 202	92,80
28	1881–1882	Brücke bei Saumur	Loire	15	10	Brückenk. 210 Mittelpf. 186	Sand und Kies, dann grau. Sand, ein wenig Lehm mit Muschelt.			d. Arbeit war. noch nicht beendet.	15000	1 520 000	121,34[13])
29	1882	Eisenbahnbr. von la Mare .	la Mare	5	5,9–10	Mittelpf. 28,85 Brckenk. 60,76	Grober Kies, unten Tuffst.			Arb. hatt. erst beg.	1550	118 608	78,28
30	1876	Eisenbahnbr. bei San Miguel	Fluvia	2	8,0	43,1	Sand und Kies.			—	689,00	86 400	125,20
31	„	Eisenbahnbr. b. Subiranigas	Ter	8	8,0	39,70	Kies, unten Nagelfluе.			—	958,9	122 400	128,00
32	1877	Eisenbahnbr. bei Empalme .	Riere de Santa Coloma	1	8,20	62	Sand, grober Kies, errat. Blöcke,			—	508,40	61 920	122,40
33	„	Eisenbahnbr. bei Morterell .	Llobregat	1	8,00	30,16	Sand und Kies.			—	241,28	42 240	175,20

[1]) Einbegriffen 3600 M. für allgem. Unkosten u. Oberleitung d. Baues.

[2]) Bei mehr als 8 m Tiefe erhielt der Untern. einen um 56,1 M. höheren Preis, bei weniger als 8 m einen um 26,66 M. niedrigeren.

[3]) Bei mehr als 6 m Tiefe wurde der Einheitspreis bei dem Mittelpfeil. um 59,86 M. erhöht, bei weniger als 6 m um 29,91 M. vermindert.

[4]) Es galten folgende Preise für 1 cbm:

	Mittelpf.	Widerl.		Mittelpf.	Widerl.
Von 0–3 m	96 M.	80 M.	Von 6–9 m	72 M.	60 M.
„ 3–6 „	80 „	64 „	Über 9 „	68 „	56 „

[5]) Der Preis für 1 cbm wurde um 64 M. erhöht, wenn die Tiefe größer als die vertragsm. festgesetzte wurde, um 32 M. vermindert, wenn sie geringer blieb, als diese.

[6]) a) Man traf den Felsen auf der Touloner Seite 2 m höher an, als auf d. Bayonner. Um das Fundam. mindestens 0,1–0,15 m in den Felsen einzusenken, gebrauchte man 15 Tage, desgl. für die Ausfüllung des Senkkastens 42 Std. b) Mittlerer Preis, den Untern. f. d. ausgef. Tiefe von 13,75 m erhielt.

Die Preise in ihrer Reihenfolge sind nachstehende:

	f. 1 steig. m d. Vers.	f. 1 cbm		f. 1 steig. m d. Vers.	f. 1 cbm
Von 0–4 m	3800 M.	119,34 M.	Von 7–10 m	2160 M.	67,83 M.
4–7 „	2000 „	62,81 „	„ 10–13 „	2320 „	72,86 „

Die ersten 4 m waren mit im ganzen 15200 M. bezahlt.

Wenn man von N.W. an rechnend die Durchschn.-Preise bildet, so hat man folg. Ergebnis:

Von 0–4 m Tiefe	119,34 M.	Von 0–10 m Tiefe	86,93 M.
„ 0–7 „ „	95,11 „	„ 0–13 „ „	83,68 „

[7]) Die Preise in ihrer Reihenfolge sind nebenstehende:

	f. 1 steig. m d. Vers.	für 1 cbm	
Von 0–4 m	5400 M.	150,00 M.	Die ersten 4 m
„ 4–8 „	2960 „	82,22 „	wurd. i. ganz.
„ 8–12 „	3200 „	88,89 „	m. 2160 M. bed.

Bildet man wieder die Durchschn.-Preise N.W. so erhält man:
Von 0–4 m Tiefe 150,90 M. | 0–8 m Tiefe 116,11 M. | 0–12 m Tiefe 103,83 M.

[8]) Die Tiefen sind vom Sockel an gerechnet, welcher bei den Widerl. 4 m und bei dem Mittelpf. 0,7 m über N.W. liegt.

[9]) Das Mauerw. ist ausschl. mit Zement-Mörtel (1 Zem., 2 Sand) hergest.

[10]) Die 2 Mittelpf. sind hergest. tlw. unt. verdicht., tlw. unter freier Luft.

[11]) Das Mauerw. wurde von d. Bauverwaltg. hergest.; der Untern. füllte nur den Senkkasten mit Beton, der ihm fertig an den Pfeiler geliefert wurde.

[12]) Bei d. gr. Brücke bezahlte man f. 1 cbm: bis 9 m Tiefe 58,32 M., über 9 m Tiefe 55,08 M. Bei gering. Tiefe als 9 m wurde der Preis um 29,16 M. vermindert. — Bei dem Viadukt waren die entspr. Zahlen 57,67, 54,43 u. 28,51 M.

[13]) Da dem Mauerw. des Fundam. Anlauf gegeben wurde, so ist der wirkl. Inh. desselben nur 3/4 von dem Produkte aus Grundfl. × Tiefe. Legt man letzteren Inhalt zu Grunde, so erhält man ungefähr 76 M. für 1 cbm.

2) Brunnengründung, guten Baugrund vorausgesetzt.

Herstellung der Rüstungen	30 Tage
Aufmauerung und Senkung der 3 Brunnen	36 „
Betonierung und Ausmauerung der Brunnen, einschl. der Pause zum Erhärten des Betons	20 „
Abbrechen der Rüstung	8 „
Feiertage, Unterbrechungen	10 „
Summe	104 Tage

3) Betonfundament ohne Grundpfähle.

Herstellung der Rüstung	30 Tage
Einrammen von etwa 58 m Pfahlwand von 10 m Länge, davon 6 m im Boden, bei Anwendung von 2 Dampf-Kunstrammen	14 „
Herstellung der Betonsohle von — 6 bis — 3 = 3 . 160 = 480 cbm Beton (1 Tag etwa 100 cbm)	5 „
Herstellung des Fangedammes einschl. der Füllung desselben mit Beton	10 „
Pause zum Erhärten des Betons	10 „
Auspumpen und Dichtmachen einzelner Quellen, Reinigen und Ebenen der Betonoberfläche	3 „
Ausführen von 3 . 80 = 240 cbm Fundam.-Mauerw. (etwa 20 Maurer)	7 „
Entfernung des Fanged., Abschneiden der Pfahlwand unter Wasser	8 „
Abbrechen der Rüstungen	8 „
Feiertage, Unterbrechungen	10 „
Summe	105 Tage

Die Zeitdauer für Herstellung eines Beton-Fundamentes auf Pfahlrost ist ungefähr ebenso groß wie vor. Die Zeit für Betonierung und Mauerung vermindert sich, dafür tritt die für das Einrammen und Abschneiden von etwa 130 Grundpfählen hinzu. Bei Luftdruck- und Brunnen-Gründungen kann man sehr bequem statt der festen Rüstungen schwimmende anwenden, welche vorher fertigzustellen sind. Dadurch vermindert sich die Arbeitszeit im offenen Strome um 30 Tage + 8 Tage für das Abbrechen. Für die Herstellung der Pfahlwände wendet man wohl stets feste oder höchstens Senkrüstungen an. Letztere kann man auch vorher abbinden, aber nicht so schnell entfernen. Die Arbeitsdauer wird sich also bei Beton-Fundamenten um höchstens 30 Tage vermindern lassen.

Wir haben dann folgende Arbeitszeiten:

Art der Rüstung	Luftdruck-Gründg.	Brunnen-Gründg	Beton-Gründg. mit oder ohne Grundpf.
Feste Rüstung	75 Tage	104 Tage	105 Tage
Schwimmende bezw. Senk-Rüstung	87 „	66 „	75 „

Für Brunnen- und Beton-Gründungen sind dies so knapp bemessene Zeiten, daß sie kaum eingehalten werden können. Hindernisse im Baugrunde können namentlich Brunnen-Gründungen sehr bedeutend verzögern, während die Fertigstellung der Beton-Fundamente von höheren Wasserständen oder Undichtigkeiten der Fangedämme aufgehalten wird. Bei Luftdruck-Gründungen wirken derartige Hindernisse weniger störend. Eine Verzögerung ist höchstens infolge des Versagens der Luftpumpen zu befürchten, für die daher Ersatz in Bereitschaft gehalten werden muß. Anderseits sind aber bei Anwendung eiserner Senkkasten, und falls die Apparate neu beschafft werden sollen, 3 Monate für die Anfertigung und Lieferung dieser Gegenstände zu rechnen, die indessen die eigentliche Bauzeit nicht zu verlängern brauchen.

Als Beispiele aus der Praxis seien erwähnt:

In Dömitz wurden die 6 Strompfeiler unter Anwendung fester Rüstungen in 8 Monaten fertiggestellt. Es waren dabei stets gleichzeitig zwei in der Versenkung begriffen. Versenkungs-Tiefe 12,24 m unter N. W.

Bei Barby wurden die Strompfeiler auf je zwei Brunnen von künstlichen Inseln aus bis etwa 9 m unter N. W. versenkt. Die Fertigstellung dauerte mit allen Unterbrechungen für 1 Fundament etwa 120 Tage. Dabei wurden keine Hindernisse angetroffen; es trat aber eine kurze Unterbrechung durch Hochwasser ein.

Auch bei dem Dömitzer Bau fiel in die Gründungszeit ein außergewöhnliches Hochwasser, das aber die Arbeit ebensowenig beeinträchtigte, wie das Antreffen starker Hölzer im Boden. —

Über die Dauer von Beton-Gründungen liegen genauere Angaben bisher nicht vor. —

Die billigste und schnellste aller Gründungs-Arten dürfte diejenige auf eisernen Schrauben- oder Scheibenpfählen sein. Die schmiedeisernen 9 Pfähle für den Maplin-Leuchtturm kosteten ohne Material für Arbeitslohn und Rüstung nur rd. 6000 M., und es wurde täglich 1 Pfahl etwa 7 m tief eingeschraubt, wobei im ganzen 40 Arbeiter beschäftigt waren. —

Der Natur der Sache nach werden Gründungen in Senkkasten mit unterem Boden ohne Pfahlrost wenig Zeit erfordern, weil man die Senkkasten bereits vor Beginn der eigentlichen Bauzeit fertigstellen kann, und in denselben an Ort und Stelle dann jeden Tag etwa 0,33 m Fundament-Mauerwerk auszuführen imstande ist. Das Einebnen der Sohle und das Umschließen der Baustelle durch Faschinenwände oder leichte Spundwände nach drei Seiten vor dem Versenken kann bequem in 3 Wochen ausgeführt werden. Sollen die Senkkasten auf Rostpfähle gestellt werden, so wird die Bauzeit durch Rammen und Abschneiden derselben sich etwa verdoppeln. Bei der Parnitz-Brücke in der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn erforderte das Versenken des Drehbrücken-Pfeilers auf den fertigen Pfahlrost nur 12 Tage, ausschließlich des Ausmauerns der 7, auf einem hölzernen Boden stehenden runden Brunnen.

II. Kapitel.

Die wichtigsten Gründungsarten.

I. Befestigung schlechten Baugrundes.

A. Verdichtung des Bodens.

(Literatur.

Bauweise Dulac Beton und Eisen 1905 Heft 1; Deutsche Bauztg. 1905 S. 808. — Verdichtung von Moorboden: Zentralbl. d. Bauv. 1904 S. 422.)

Wenn der tragfähige Grund so tief liegt, daß Sparsamkeits-Rücksichten es verbieten, bis zu demselben hinabzugehen, hilft man sich durch künstliche Verdichtung. Dies geschieht:

a. Durch Einschlagen 1—2 m langer Pfähle, wozu die Viermänner-Ramme benutzt wird. Im Gegensatz zu dem Zweck eines Pfahlrostes beschränkt sich der Zweck der sogen. Füllpfähle auf die Verdichtung des Bodens in der oberen Schicht. Das Verfahren ist nur da zulässig, wo die Pfähle stets unter Wasser bleiben; vielfach wird dasselbe in Venedig benutzt.

b. Durch Einrammen von Schotter oder Bauschutt, oder hochkantig gestellten Steinen in den losen Grund; dabei wird ebenfalls die Viermänner-Ramme oder ein Fallwerk benutzt. Es werden solange weitere Schichten aufgebracht, bis Probebelastungen eine ausreichend große Tragfähigkeit ergeben. Bei Beurteilung der Tragfähigkeit ist indessen Vorsicht nötig, wenn der Boden elastisch ist, wie z. B. bei Ton, da die Tragfähigkeit sich im Tonboden mit der Zeit vermindert. Es ist daher zweckmäßig, die Probebelastung einige Wochen lang auf den verdichteten Boden wirken zu lassen.

c. Durch Eintreiben von Pfählen, welche wieder ausgezogen werden, um danach die Pfahllöcher mit Sand zu füllen (durch Schlämmen, sogen. Sandpflöcke). Das vereinzelt angewendete Verfahren geschieht mit der Absicht, die Last des Bauwerkes durch die Sandpfeiler auf den festen Baugrund zu übertragen, was aber schwerlich erreicht wird.

d. Vorübergehende Belastung mit Erde, Sand usw. Namentlich bei Moorboden hat man dies Verfahren (wie die Anwendung der Sandpflöcke) ausgeübt. Dabei kommt es aber leicht vor, daß der Boden seitlich ausweicht und gehoben wird, so daß die Sandlage schließlich bis auf den festen Grund versinkt und nun selbst als Baugrund benutzt werden muß. Man wird bei Ausführungen auf künstlich verdichtetem Boden die Fundamentflächen möglichst groß anlegen und sie nach oben hin auch nicht zu schnell an Stärke abnehmen lassen. Der Neigungswinkel der Seitenflächen des Fundamentes muß mindestens 45^0 sein.

e. In eigentümlicher Weise hat der Baurat Edens in Rendsburg den schlammigen Grund zum Tragen der Schienen einer Aufschleppe für Baggerprahme fähig gemacht, indem er Kies in denselben einrührte. Zu diesem Zwecke wurde mit eisernen Stangen, die man in den ohne besondere Vorkehrungen nicht betretbaren Schlamm steckte, in demselben herumgerührt, indem man mit dem oberen Stangenende einen wagrechten Kreis beschrieb. Dadurch wurde der Schlamm so flüssig, daß aufgeschütteter Kies in demselben untersank, während der Schlamm selbst um den zum Rühren benutzten 1,5 bis 2^m langen Eisenstab wulstartig über den Kies hervorquoll und abgeschöpft werden konnte. Der Boden wurde schließlich so fest, daß man mit der Radehacke (Picke) Platz für die Schwellen machen mußte.

f. Eine weitere eigentümliche Verdichtung des Bodens durch das Gewicht des Bauwerkes selbst hat ein Bauunternehmer in Cincinnati in folgender Weise bewirkt. Es handelte sich um den Bau eines Fabrikschornsteines, der wegen nachgiebigen Baugrundes bereits zweimal eingestürzt war. Der Baugrund am Ufer eines großen Flusses zeigte sehr verschiedene Schichtungen von ganz ungleicher Tragfähigkeit. Mit Rücksicht auf diese Bodenbeschaffenheit befolgte der Baumeister folgendes Verfahren: Im Gegensatze zu der üblichen Verbreiterung des Fundamentes verjüngte er dasselbe nach unten, um die größte Last auf einen zentralen verhältnismäßig kleinen Unterbau zu vereinigen, damit die unvermeidliche Senkung womöglich in der Richtung der Achse des Schornsteines erfolge.

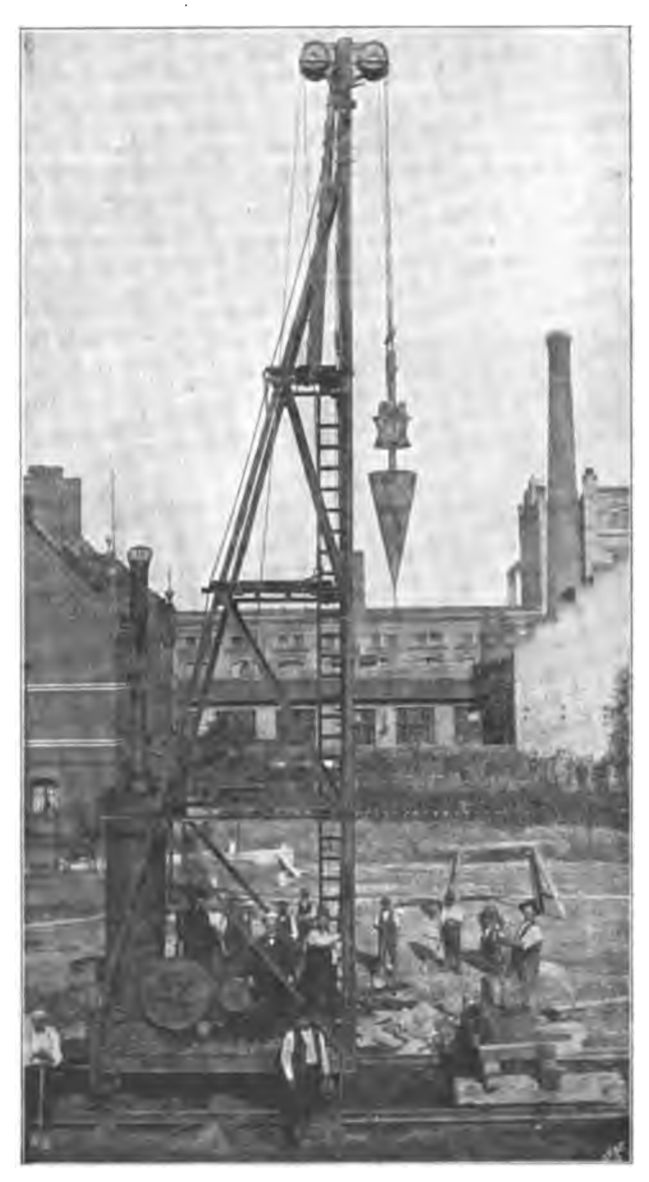
Er ließ zu dem Zwecke einen Granitblock in Form einer viereckigen abgestumpften Pyramide mit der kleineren Fläche nach unten in die Baugrube versenken. Auf der nach oben gerichteten größeren Grundfläche wurde das Mauerwerk in der Weise ausgeführt, daß jede Ziegelschicht so lange über die untere ausgekragt wurde, bis die Größe der als notwendig erkannten Grundfläche erreicht wurde, auf welche dann sofort der Schornstein gesetzt wurde, indem mit Rücksicht auf die zu erwartende Setzung demselben eine Überhöhung von 20 Fuß gegeben wurde. Hiervon versanken nach Verlauf von 3 Monaten 17 Fuß. Nach dieser Zeit hörten die Senkungen auf und der Schornstein steht seit seiner Vollendung vollkommen senkrecht.

Diese bemerkenswerte Ausführungsweise, welche im „Techniker" Jahrg. 1888 April Nr. 6, S. 62 ausführlicher beschrieben ist, erscheint in der Tat recht zweckmäßig für solche Bauwerke, deren Masse sich gleichmäßig um eine senkrechte Achse verteilt und die bei verhältnismäßig großem Gewichte einen geringen Umfang einnehmen, wie Schornsteine, Türme oder Säulen. Man muß dieselben dann aber ohne Zusammenhang mit anderen Baulichkeiten ausführen und bei ihrer Gliederung besondere Rücksicht darauf nehmen, daß es nicht zu berechnen ist, wie groß die Setzung derselben bis zur endgültigen Ruhelage sein werde.

g. Ferner sei noch erwähnt, daß Verf den Boden in den Kaissons der neuen Newa-Brücke in St. Petersburg, welcher aus tonigem Triebsande

bestand und beim Gehen so weich wurde, daß die Arbeiter in demselben versanken und ohne fremde Hilfe nicht wieder herauskonnten, vor Beginn der Ausmauerung durch Aufstreuen trockenen Zementes befestigte. Dies Mittel bewährte sich sehr gut.

Fig. 386. Bär 1 von 1500 kg Gewicht.



h. Die Bauweise Dulac. Eine sehr gründliche Verdichtung weichen Baugrundes erreicht man mit der Bauweise von Dulac, bei der gleichzeitig Betonkörper bis auf eine tiefer liegende feste Schicht hinabgetrieben werden können.

Für dies Verfahren ist eine Dampframme, Fig. 386, von etwa 12 m Höhe erforderlich, die mit mehreren Rammbären verschiedener Form ausgestattet ist. Bär Nr. 1 ist mit einer kegelförmigen Spitze versehen, wie sie Fig. 386 zeigt. Der Kegel hat oben 70 cm Durchmesser. Bär Nr. 2 hat eine ähnliche, aber mehr eiförmige Gestalt, 65 cm Durchmesser; endlich Bär 3 in der Form einer hohlen abgestumpften Pyramide, deren Einzelheiten die Fig. 387 darstellt.

Der Bär Nr. 3 wird dann verwendet, wenn man es mit wenig zusammendrückbarem oder durchfeuchtetem Boden zu tun hat, in welchem der volle Bär zu wenig wirksam ist.

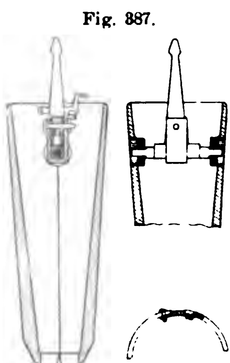
Alle diese Rammbären haben ein Gewicht von etwa $1^1/_2$ t. In der Fig. 388, welche 2 aufgegrabene Betonkörper nach der Methode Dulac zeigt, sieht man rechts hinten den Bären Nr. 2 liegen, während links vorn auf dem Betonkörper stehend noch ein Bär Nr. 4 sichtbar ist mit flacher Grundfläche, wie er zum leichten Nachrammen des Betons benutzt wird. Alle diese Bären werden, nachdem sie fallen gelassen sind, durch eine selbsttätige Einschnappvorrichtung, wie bei den Dampfkunstrammen, wieder hochgeholt.

Der Arbeitsvorgang ist folgender. Man gräbt zunächst eine Grube oder beginnt auch gleich an der Oberfläche mit Bär 1 zu rammen und setzt dann bald mit Bär 2 oder 3 ein und zwar mit steigender Fallhöhe. Im allgemeinen soll die Arbeit nicht überstürzt werden, um dem Boden Zeit zum Ausweichen zu geben und so eine von oben bis unten reichende seitlich verdichtete Röhre aus dem natürlichen Boden zu schaffen. Stößt man dabei auf eine wasserführende Schicht, so läßt sich das Eindringen des Wassers vorübergehend beheben, indem man Ton in die Röhren bringt und ihn durch neuerliches Rammen in die Seitenwände einpreßt und falls dies bei der ersten Lage nicht hinreicht, so oft wiederholt, bis der Abschluß erzielt ist. Sobald die gewünschte Tiefe erreicht ist — und zwar wird von Tiefen bis zu 14,8 m berichtet — beginnt man die Röhren auszufüllen und zwar entweder nur mit Steinen und hydraulischem Mörtel oder mit regelrecht gemischtem Beton. Die Füllung erfolgt in Lagen von 50 cm Höhe, die jedesmal durch einige Rammschläge verdichtet und fest an die Wände aus verdichtetem Boden getrieben werden. Der fertige Betonpfeiler wird demgemäß bis zur fünffachen Menge mehr Material nötig haben, als die Röhre ausmacht, da sich der Durchmesser der Pfeiler von 65 cm immer bis auf 90 cm, oft jedoch bis 150 cm erweitert, je nach der Zusammendrückbarkeit des Bodens.

Fig. 388.



Fig. 387.



Der Rammbär Nr. 3 dient auch zur Beurteilung der Festigkeit des Bodens. Von einer Höhe von 1 m fallengelassen, gelangt er mit 1500 kg/m unten an, welche lebendige Kraft sich auf eine Fläche von 50 m verteilt, also bei einem Eindringen von 1 cm einem Drucke von 3000 kg auf 1 qcm gleichkommt, wenn man von den Verlusten für Reibung absieht.

In der Quelle (Beton und Eisen 1905 S. 13) sind dann noch einige Vorschläge gemacht, wie man im offenen Wasser diese Bauweise anwenden kann, indem man die Stelle, an der das Fundament hergestellt werden soll, durch eine Spundwand umgibt, diese bis über Wasser mit Humus oder Ton anfüllt und alsdann die Gründung wie auf dem Lande vornimmt. Desgl. eine Vereinigung der beschriebenen Gründungsweise mit der Brunnengründung ebenfalls in Wasser, bei der der Brunnen nur so tief gesenkt werden soll, daß das Wasser ausgeschöpft und in seinem Grunde die neue Bauweise ausgeführt werden kann.

Diese Anwendungen scheinen jedoch ziemlich problematisch zu sein, da die Bodenverhältnisse wohl selten sich dafür eignen werden.

Auf dem Lande dagegen ist die Bauweise sehr zweckmäßig und kann man ihr wegen der Schnelligkeit und Bequemlichkeit der Ausführung eine gute Zukunft voraussagen.

In Frankreich wurde dieselbe zuerst bei der Ausstellung 1900 in großem Umfange angewendet, seitdem aber bereits vielfach bei Hochbauten und auch Brückenbauten, z. B. bei der Bogenbrücke bei Avignon. In Deutschland sind beim Umbau des Bahnhofes in Plochingen (Württemberg) die ersten Versuche bei Gründung eines Lokomotivschuppens, eines Güterschuppens und einer Drehscheibe mit derselben gemacht.

Der Preis für 1 steigendes m der etwa 80 cm starken Betonfüllungen stellte sich auf 17,50 M. für 1 m Höhe derselben.

In Berlin wurde die Bauweise (im Frühjahr 1905) bei der Gründung eines Gasbehälters in moorigem Untergrund angewendet, bei welchem das Grundwasser fast unmittelbar unter Gelände lag. (Unsere Fig. 386 ist dieser Ausführung entnommen.) Der gute Baugrund, scharfer Sand, lag 3—6 m unter Gelände. Es wurde nur der Bär 1 und 2, letzterer mit nur 1 t Gewicht zum Herstellen der Löcher benutzt. Nach jedem Rammschlag wurde blauer Ton in die Löcher eingebracht, der sich in die Wandungen einpreßte und das Wasser genügend lange zurückhielt, um die Löcher mit Beton füllen und ausstampfen zu können. (Dtsche. Bauztg. 1905 S. 303.)

Unternehmer für diese Bauweise sind in Deutschland: H. Reck in Stuttgart, A.-G. für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M., A. Mast, Tief- und Betonbau in Berlin.

i. Ebenfalls auf eine Verdichtung des Bodens hinauslaufende Gründungen auf Moorboden, welche nach langjährigen Versuchen sich bewährten, sind auf dem Augstumalmoor bei Heidekrug nach Fig. 389—391 ausgeführt. Die zu bebauende Fläche wurde zunächst durch Lattendrainagegräben (Fig. 389 Querschnitt), bestehend aus kreuzweis gelegten Latten, entwässert, damit sie tragfähiger wird. Nach 1 oder 2 Jahren folgt dann die Beschüttung *a b* mit Sand, Fig. 390, die durch das angefahrene Baumaterial stark belastet wird. Dadurch versinkt sie ganz in den Grund und wird daher nochmals wiederholt.

Fig. 389—391.

Die 2. Schüttung wird leidlich fest, versinkt aber noch so weit, daß die 3. Schüttung *bc* = 0,5 m aufgebracht und wieder künstlich belastet wird. Wäre das Moor nicht vorher entwässert, so würden unberechenbare Sandmassen versinken.

Auf die Schüttung *bc* kommen dann 2 Eisenbetonplatten *d* und *e* und darüber der Mauersockel *f* mit ⊥-Eisen-Einlage. Auch jetzt findet noch während und nach dem Bau ein starkes Einsinken (im ganzen bis gegen 2 m) statt. Die ⊥-Träger sind miteinander verlascht. Bei Gebäuden aus Holz hat man nur in den Ecken und Schnittpunkten der Wände Betonplatten angewendet (ausgezogene Linien in Fig. 391). Führte man sie unter den ganzen Wänden aus und den Sockel mit Eiseneinlagen ebenfalls, so hat man massive Wände darauf setzen können.

Die Gründungsart wird wohl nicht billiger als Pfahlrost, hat aber vor diesem den Vorzug, daß durch sie eine größere Fläche im Inneren und in der Umgebung als Hoffläche tragfähig gemacht wird, sodaß sie ge-

pflastert werden kann. Die ganze Fläche setzt sich durch die Entwässerung außerdem gleichmäßig, sodaß Haus und Hof in richtiger Höhenlage zu einander bleiben. (Zentralbl. d. Bauv. 1904, S. 423.)

B. Verbreiterung der Fundamente.

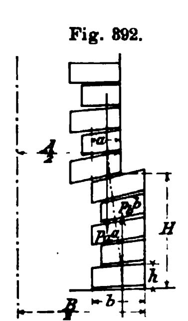
Literatur.

Berechnung einer breiten Grundplatte von Francke: Schweiz. Bauztg. 1900 Bd. 35, S. 145. — Gründ. d. Administrationsgebäudes d. österreich.-ungar. Lloyd in Triest: Allg. Bauztg. 1883 S. 38; Zentralbl. d. Bauverw. 1883 S. 47. Gründung d. hölzernen Kaut- und Lagerhäuser in Bergen: Deutsche Bauztg. 1889 S. 188. — Eiserne Roste in Chicago und anderen nordamerikanischen Städten: Techniker, Jahrg. 10 S. 118. — Schwellrost d. Auditorium-Gebäudes in Chicago: Engineering 1891 S. 394. - Gründung amerikanischer Turmhäuser: Revue techn. 1894 S. 558. - Verwendung von Flußeisen bei Fundierungen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika von Lührmann: Stahl und Eisen 1895 S. 1046. — Die Gründung hoher Gebäude in New-York: Eng. rec. 1896 Bd. 33 S. 361, Bd. 34 S. 107; 1898 Bd, 37 S. 566. — Kunstbauten in den Moorstrecken der Bahn von Bordeaux nach Pouillac: Ann. industr. 1872 Juli S. 6. — Sandschüttung bei der Gründung des Reg.-Gebäudes zu Breslau: Zeitschr. f. Bauw. 1890 S. 8 — Sandschüttung f. d. Bau des Dienstgebäudes in Tapiau: Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 395. — Einfluß des Grundwasserstandes auf die Tragfähigkeit von Sandbettungen: Zeitschr. d österreich. Ing. u Arch. Ver. 1903 S. 445. — Kurze Nachricht von Fundamentierungen auf Sand von Olivier: Crelle's Journ. f. d. Bauk. Bd. 12 S. 275. — Über die Fundamentierung auf Sand: ebenda Bd. 15 S. 67 u. 107. — Gründung des Gefängnisbaues zu Rehburg auf Sand: Notizbl. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1851/52 S. 26. — Gründung d. Hamburger Bahnhofes in Berlin: Zeitschr. f. Bauw. 1856 S. 487. — Sandschüttung beim Bau der Flackensen-Brücke: ebenda 1859 S. 38. — Thüringer Bahnhof in Leipzig: ebenda 1860 S. 218. — Sandschüttung beim Bau d. Kaserne der Esplanade zu Wesel: ebenda 1863 S. 629. — Sandschüttung f. d. Gründung d. Hochbauten auf d. Bahnhof zu Emden: Zeitschr d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1864 S. 158. — Bahnhofs-Hochbauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn: Deutsche Bauztg. 1875 S. 375. — Eiserner Schwellrost in Stampfbeton auf gerammtem Untergrunde von Tieffenbach: Zentralbl. d. Bauv. 1899 S. 41 und S. 277. — 15stöckiges Gebäude auf Eisenrost in Beton: Engin. rec. 1900 S. 419. — Bau hoher Geschäftshäuser in Nordamerika von Kofahl: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing 1903 S. 1254. — Sohlenverbreiterung durch umgekehrte Gewölbe: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1862 S. 281. — Erdbögen auf Beton und Pfählen unter dem Speicher am Kaiserkai zu Hamburg: Zeitschr. d. österreich. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874 S. 242. -- Verringerung d. Druckes auf d. Baugrund durch Bodengewölbe usw.: Deutsche Bauztg. 1882 S. 231. — Einiges über Grundbögen von A. Francke, Anal. Feststellung d. Beding. für gleichmäßige Druckübertragung: Schweiz. Bauztg. 1900 S. 71. — Anwendung von Sandschüttungen bei den Arsenalbauten zu Bayonne usw.: Ann. des ponts et chauss. 1885 II, S. 171.

a. Verbreiterung der Fundamente durch Mauerbankette.

Dieselbe ist ausreichend, wenn die Bodenbeschaffenheit eine minder ungünstige ist, wie bisher vorausgesetzt wurde. Da in breiter Lage ausgeführtes Mauerwerk dieselben Dienste leistet, ist die Anwendung eines Betonbettes nur gerechtfertigt, wenn der Preis des Betons ein geringerer als der von Mauerwerk ist.

Fig. 392.



Prof. Melan ermittelt in seiner Arbeit: über die Druckverteilung in absatzweise verbreiterten Mauerwerks-Fundamenten (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch. Ver. 1897, S. 198) für die Höhe dieser Absätze die Formel:

$$H = \sqrt{3 \frac{p_b \cdot b^2 - p_a a^2}{s}}$$

Darin bedeutet

H die Höhe des Absatzes,

p_a den mittleren Druck auf die obere Lagerfl. a (Fig. 392),

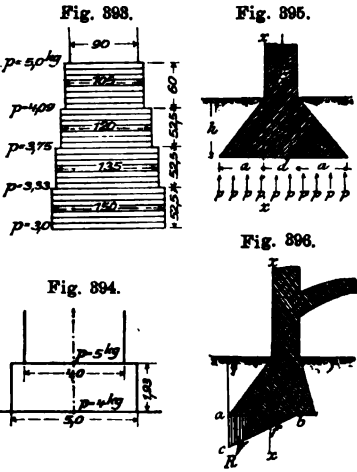
p_b den mittleren Druck auf die untere Lagerfläche b,

s die zulässige Beanspruchung des Mörtels oder Mauerwerkes auf Zug (1—1,5 $^{kg}/_{qcm}$). Bei Ziegelmauerwerk ist es zulässig für b die größte Steinlänge einzuführen.

Beispiel: Das Fundament einer 90 ^{cm} starken Ziegelmauer soll berechnet werden unter der Annahme, daß der an der Mauergrundfläche herrschende Druck von 5 $^{kg}/_{qcm}$ durch 7,5 ^{cm} breite Fundament-Absätze auf 3 $^{kg}/_{qcm}$ an der Fundamentsohle herabgemindert werde. Das Gewicht

des Fundamentmauerwerkes sei vernachlässigt. Es sind 4 Absätze erforderlich, wodurch der Druck auf 4,29, 3,75, 3,33 und 3 $^{kg}/_{qcm}$ vermindert wird. Nehmen wir $s = 1$ ^{kg}, ferner für die Ziegelbreite von 15 ^{cm} $a = 15$ ^{cm}, $b = 22,5$ ^{cm}, so erhalten wir als Höhe des ersten Absatzes $H_1 = \sqrt{3\,(4,29 \cdot 22,5^2 - 5,0 \cdot 15^2)} = 56$ ^{cm}. Ferner $H_2 = 52,9$; $H_3 = 50,3$ und $H_4 = 48$ ^{cm}, wofür 8 bez. 7 Schichten gewählt werden. Fig. 393.

In ähnlicher Weise kann auch die Stärke eines Beton-Fundamentes berechnet werden. Für dieses wäre in der Formel $b = \frac{B}{2}$ und $a = \frac{A}{2}$ (Fig. 394) zu setzen, die Beanspruchung s aber $= 4$—6 $^{kg}/_{qcm}$. Man findet zwar häufig viel schwächere Betonfundamente, kann aber bei solchen auf einen gleichmäßigen Bodendruck nicht rechnen. Soll z. B. bei einem 4 ^{m} starken Pfeiler der Flächendruck durch ein 5 ^{m} breites Betonfundament auf 4 $^{kg}/_{qcm}$ herabgemindert werden, so muß dessen Stärke $H = \sqrt{\frac{3\,(4 \cdot 25 - 5 \cdot 16)}{4 \cdot 4}} = 1,93$ ^{m} sein.



b. Betonbett.

Die Beanspruchung der verbreiterten Fundamente ist wie folgt zu berechnen.

Nach Fig. 395 ist die Belastung des Baugrundes für die Längeneinheit einer Mauer von gleichmäßigem Querschnitt $= G + (d + 2\,a)\,h \cdot \gamma$, wenn γ das Gewicht von 1 ^{cbm} Mauerwerk oder Erde und $G =$ Gewicht der Längeneinheit der Mauer über der Erde ist. Die belastete Fläche hat die Größe $1 \cdot (d + 2\,a)$; mithin ist die Belastung für den Flächeninhalt der Sohle:

$$\text{I.}\quad p = \frac{G + (d + 2\,a)\,h \cdot \gamma}{d + 2\,a}.$$

Die Belastung für die seitlich überstehenden Teile der Breite a wird $a \cdot p$ das Biegungsmoment im Schnitte x also $\frac{a^2 \cdot p}{2}$. Dies muß $= W \cdot k = \frac{h^2 \cdot k}{6}$ sein. Daraus folgt:

$$\text{II.}\quad \frac{h^2 \cdot k}{3 \cdot a^2} = \frac{G + (d + 2\,a)\,h \cdot \gamma}{d + 2\,a}.$$

Um h zu berechnen, nimmt man zunächst einen Wert für a an, setzt in Gl. II den Wert von k (zulässige Zugspannung des Fundamentmauerwerkes) ein und ermittelt damit h aus Gl. II. Dieses h setzt man dann in Gl. I ein und berechnet die spezifische Bodenpressung p. Fällt diese für den vorliegenden Baugrund zu groß aus, so muß mit größerem a die Rechnung wiederholt werden.

Ist die Belastung G keine senkrechte, zentrische, Fig. 396, so löst man die Aufgabe am besten zeichnerisch, indem man die Mittelkraft R aus G und den Gewichten der Boden- und Fundament-Lamellen bildet. Nach Ermittelung der Lage und Größe von R bildet man in bekannter Weise die der senkrechten Seitenkraft von R entsprechende Druckfigur $a\,b\,c$, und ermittelt die Beanspruchung des Fundamentmauerwerks k im Schnitte $x\,x$ durch die Belastung $a\,c\,f\,e$.

Die Zugbeanspruchung findet an der Unterkante des Fundamentes statt. Durch Einlage von Eisenstäben (Moniersystem), alten Schienen und dergl. kann die Widerstandsfähigkeit sehr erhöht werden.

Während bei der obigen Berechnung keine Rücksicht auf die Elastizität des Fundamentkörpers genommen ist, gibt A. Francke (Schweiz. Bauztg. 1910, April S. 145) unter Berücksichtigung derselben folgende Berechnung für ein großes, in der Mitte belastetes Fundament, Fig. 397. Er untersucht, wie groß die Böschung $\mu = tg\beta$ des Fundamentkörpers genommen werden muß, damit die Kanten A noch eben Druck erhalten. Dieser Grenzwert μ ist abhängig von der Breite l, dem Elastizitätsmaß E und von dem Maße der Nachgiebigkeit des Baugrundes. Er bezeichnet mit ψ den Druck des tragenden Grundes für die Einheit der Fläche und der Senkung und findet $\mu = \sqrt[8]{\frac{12\,\psi l}{7\,E}}$ und die geringste erforderliche Stärke für den Fundamentkörper in der Mitte $h = l \sqrt[8]{\frac{12\,\psi\,l}{7\,E}}$, d. h. wenn h kleiner genommen wird, kommt er nicht in seiner ganzen Breite zum tragen.

Fig. 397.

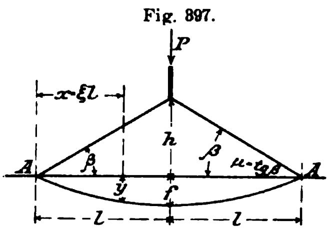


Fig. 398.

Die dem Grenzwert $\mu = \sqrt[8]{\frac{12\,\psi l}{7\,E}}$ entsprechende in den Kanten A in o auslaufende Druckverteilung ergibt sich aus der Gleichung für den Bodendruck:

$$p = \psi y = \frac{1{,}6\,P}{l}\left[\xi - {}^{7}/_{12}\,\xi^2 + \frac{7^2\,\xi^3}{12.\,9.\,8}\right]$$

und der größte Bodendruck in der Mitte

$$p_{max} = \psi f = \frac{0{,}75\,P}{l}.$$

Zahlenbeispiel: Für sehr festgelagerten Kiesgrund sei $\psi = 14$, $l = 400$ cm und für Mauerwerk $E = 24000$, so wird $\mu = 0{,}74$ und die Mindeststärke von $h = 296$ cm. Würde dagegen Eisenbeton mit $E = 66000$ genommen, so würde $\mu = 0{,}526$ und die Stärke $b = 210$ cm. Bei Anwendung von reinem besten Zementmörtel mit $E = 240000$ brauchte h nur $= 137$ cm zu sein. Auch dann, wenn Fig. 398 die Breite b der tragenden Wand nicht als sehr klein gegen die Fundamentbreite verschwindet, können die angegebenen Formeln Verwendung finden. Man hat nur an Stelle der Gesamtlast P den entsprechenden zweifachen, im Schnitte $x = l$ wirkenden Zahlenwert der Querkraft Q_l einzusetzen, welcher sich zu $2.\,Q_l = \frac{P}{1 + 0{,}75\,\frac{b}{l}}$ ergibt.

Vergleiche auch die Berechnung der Stärke eines Betonbettes behufs Erzielung eines gleichmäßigen Bodendruckes nach Melan im vorigen Abschnitt.

Über die Richtigkeit oder Unrichtigkeit der Abnahme der Bodenpressung von der Mitte nach den Kanten des Fundamentes hin läßt sich übrigens streiten. Jedenfalls verhalten sich die verschiedenen Erdarten in dieser Beziehung sehr verschieden. Während bei reinem, scharfen Sand, Kies oder Schotter eine derartige Verteilung wahrscheinlich ist, kann man von Klai mit und ohne feinen Sand, sowie von den Übergangs-Erdarten zwischen Sand und Klai, wie sie an der Meeresküste vorkommen, das

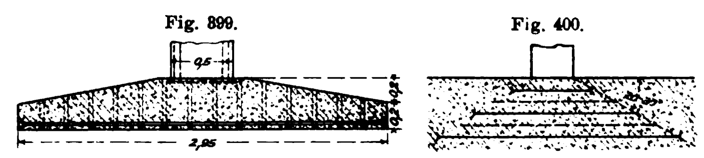
Gegenteil behaupten. Jedenfalls wird bei diesen die Verteilung eine ganz andere sein.

Sobald bei diesen Bodenarten die Pressung an einem Punkte, z. B. in der Fundamentmitte einen gewissen Grad übersteigt, verdichten sie sich nicht, wie scharfer Sand, sondern werden bei Seite gedrückt, dadurch die Pressung an den Seiten des Fundamentes vermehrend. Wenn also bei Fundamenten in solchem Boden die durchschnittliche Pressung zufällig genau der Tragfähigkeit des Bodens entspricht, wird sich, auch wenn die Pressung in der Mitte des Fundamentes zunächst viel größer ist, mit der Zeit die Bodenpressung unter dem ganzen Fundamente gleichmäßig verteilen, weil der Boden von der Mitte nach den Seiten ausweicht. Wenn man also die Plattenstärke der Fundamente in der einfachen Weise auf gleichmäßig verteilten Erddruck berechnet, wird dies bei solchen Erdarten auf alle Fälle ausreichend starke, bei scharfem Sande usw. allerdings zu starke Abmessungen ergeben.

Die Fig. 399 zeigt ein solches verbreitertes Fundament mit Eiseneinlagen, welches in einer Spinnerei in Lille unter einem Pfeiler angeordnet ist. Die Dicke der Betonschicht kann bei dieser Bauweise gegenüber der Breite viel geringer genommen werden. Die Eiseneinlagen liegen sich kreuzend über einander. Der Pfeiler hat 130 t zu tragen. Druck auf den Boden nur 1,5 kg/qcm.

Ist durch ein einziges Netz ein genügender Widerstand nicht zu erzielen, so legt man mehrere von abnehmender Länge über einander. Monier wendet in diesem Falle auch Rundeisen an, Hennebique Flacheisen, Fig. 400. Die Flacheisen sind in jeder Schicht gleichlaufend in Abständen, die ihrer Breite entsprechen, angeordnet. Die auf einander fol-

Fig. 399. Fig. 400.



genden Lagen haben einen Abstand von 20 bis 30 mm. Hierbei kommt man ohne Anwendung von Bügeln (s. Fig. 399) aus. Unter Pfeilern macht man die Eiseneinlagen nach beiden Richtungen gleich stark, unter schweren Mauern diejenigen in der Richtung der Mauer schwächer, oder läßt sie auch ganz fort.

Vielfach ist auch die Herstellung der Betonlage auf die ganze Grundfläche eines Hochbaues ausgedehnt worden, mit dem Nebenzweck allerdings, das Eindringen von Grundwasser durch die Kellersohlen, wie auch den Zutritt der Grundluft abzuhalten. Die durchgehenden Platten werden dann auch vielfach mit Eiseneinlagen versehen und ebenso ausgebildet wie Betoneisendecken, nur mit Beanspruchung von unten.

Eines der ältesten bekanntesten Beispiele dieser Art bietet die Nikolaikirche in Hamburg, welche auf einem (1846 ausgeführten) 2,5 m starken Traßbeton-Bett steht; unter dem Turm ist die Stärke des Betonbettes auf 3,45 m erhöht worden. In dem Beton wurden noch zahlreich Bandeisen-Streifen eingebettet. — Bei der Hamburger Börse beträgt die Stärke des Betonbettes 1,6 m, bei dem Geschäfts-Gebäude der Deutschen Bank daselbst 1,5 m.

Bei sehr ungünstiger Boden-Beschaffenheit, unterlagernden mächtigen Schichten von Moor- und Torfboden, geht man in Hamburg einen Schritt weiter, indem man die Stärke des Betonbettes etwas einschränkt, dafür aber unter demselben Grundpfähle einrammt. Und zwar schlägt man unter den Umfassungsmauern 2 Pfahlreihen, während übrigens die Pfähle überall in gegenseitigen Abständen von etwa 1 m eingetrieben werden, ohne daß man dabei auf die Lage der Scheidewände Rücksicht nimmt.

Die Stärke des Betonbettes wird bei schweren Gebäuden zu etwa 1 m angenommen. — Diese Gründungsweise ist als sehr solide und namentlich als sichernd gegen Brüche der Betonplatte bei ungleichmäßiger Belastung oder großer Boden-Verschiedenheit anerkannt; ein Nebenvorzug derselben besteht darin, daß die Rammarbeiten keine sonderliche Genauigkeit in bezug auf die Stellung der Pfähle erfordern.

Für weniger sicher als die Anordnung einer auf Grundpfählen lagernden Betonplatte gilt in Hamburg das dort ebenfalls übliche Verfahren, auf die in 1 m Stärke und noch darüber zu schüttende Betonschicht unter die Umfangs- und Scheidewände I-Träger zu strecken. Es werden Profile von 170 bis 180 mm Höhe angewendet und es liegen unter den Umfangsmauern die Träger doppelt, mit verwechselten Stößen, unter den Scheidemauern einfach; unter letzteren werden sie in möglichst großen Längen genommen. Stoß- oder Eckverbindungen werden nicht ausgeführt. Derartige Gründungen haben bei ungünstiger Lastverteilung oder sehr schlechten Boden-Verhältnissen sich nicht völlig bewährt: die Gefahr von Brüchen der Betonplatte ist nicht ganz ausgeschlossen, namentlich dann nicht, wenn im Boden etwa alte Fundamentreste, Baumstümpfe oder Steinblöcke stecken, auf die beim Senken des Gebäudes die Platte sich aufsetzt.

c. Liegender Rost.

Er ist aus Holz nur unter Wasser liegend anwendbar. Hauptsächlich für Hochbauten oder kleinere Brücken und Durchlässe in Gebrauch, erleichtert er nicht nur die Herstellung des Fundament-Mauerwerkes, indem er für dasselbe eine feste ebene Grundlage bietet, sondern bringt auch die einzelnen Teile des Fundamentes in Verbindung. Bei kleineren Brücken und Durchlässen bildet man zu letzterem Zwecke, indem man die Querschwellen durchgehen läßt, für beide Widerlager einen gemeinsamen Rost. Wo Unterspülung durch fließendes Wasser oder Quellen im Boden zu befürchten ist, sichert man den Rost durch Steinschüttung, Faschinen oder Spundwände. Letztere müssen außer Zusammenhang mit dem Roste bleiben, weil sie sonst ungleiches Setzen veranlassen. Sie sind auch vor dem Verlegen des Rostes zu schlagen und bevor der Boden für das Fundament unter Wasser ausgehoben wird, weil beiderlei Arbeiten in der Spundwand-Umschließung nach Trockenlegung der Baugrube leichter ausführbar.

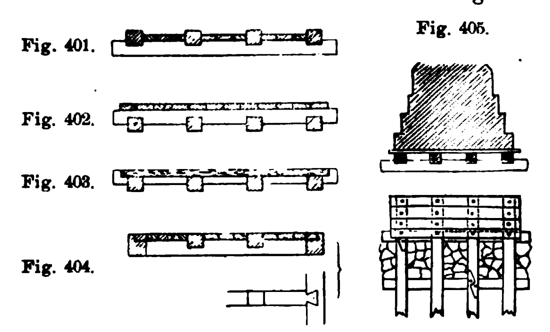


Fig. 401. Fig. 402. Fig. 403. Fig. 404. Fig. 405.

Die Fig. 401—405 stellen verschiedene Anordnungen liegender Roste im Querschnitt dar. Gewöhnlich verlegt man zu unterst die Querschwellen (20—30 cm stark) in 1,0 m bis 1,5 m Entfernung von einander. Die Langschwellen (etwas stärker als jene) werden in Abständen von 0,5 m bis 1 m mit den Querschwellen 5 bis 6 cm tief überschnitten, aber nicht verkämmt. Die Befestigung geschieht durch hölzerne oder eiserne Nägel. Auf den Querschwellen werden die Langschwellen mit Hakenblatt gestoßen, unter Versetzung der Stöße.

Welche der skizzierten Formen, Fig. 401, 402 u. 404, auch gewählt wird, stets muß man darauf achten, daß die Hölzer in der Längsrichtung des Rostes — welche hauptsächlich eine gleichmäßige Lastverteilung bewirken sollen — möglichst wenig geschwächt werden. Aus diesem Grunde

sind auch die Bohlen mit verwechselten Stößen über den Querschwellen zwischen die Langschwellen zu legen. Alle Hohlräume unter dem Bohlenbelag müssen mit Schotter, Beton oder Kies gut vollgestampft werden.

Besonders geeignet ist der liegende Rost für Fundamente von Sielen und Durchlässen unter hohen Dämmen auf nachgiebigem Boden. Wegen der ungleichmäßigen Belastung muß man in solchen Fällen ein stärkeres Setzen in der Mitte unter der Dammkrone, als unter den Böschungen befürchten, sodaß der Durchlaß in der Mitte nach unten durchgebogen und nach unten klaffende Risse erhalten wird. Um dies möglichst zu verhindern, und sie wenigstens nicht zu groß werden zu lassen, legt man zu unterst Längsschwellen, deren Stöße durch starke Hakenblätter mit eisernen Ankern gebildet werden. Die Schwellen unterstützen in dieser Gestalt die Zugfestigkeit des Bauwerkes in der Längsrichtung.

Will man unter die Längsschwellen Querschwellen oder Bohlen legen, so müssen diese unter der Dammkrone entsprechend der größeren Last dichter liegen, u. länger sein, als unter der Böschung.

Am Zusammenstoß zweier Flügel unter einem Winkel, gehen die Langschwellen des einen Flügels über diejenigen des anderen am besten mit Verkämmung fort, Fig. 406. Die Anordnung ist empfehlenswerter als die in Fig. 407 dargestellte.

Fig. 406.

Fig. 407.

Fig. 408.

Bei der großen Biegsamkeit des Holzes ist stets ein ungleiches Setzen des Fundamentes und die Entstehung von Rissen im Mauerwerk zu befürchten, wenn es nicht gelingt, die Belastung der Flächeneinheit des Bodens überall nahezu gleich groß zu machen. Diese Gefahr wird bedeutend vermindert, wenn man nirgends einzelne Fundamentteile außer Verbindung mit den übrigen läßt (etwa nicht einzelne Pfeiler mauert), sondern wo solche vorkommen würden, sie durch Einlegen umgekehrter Gewölbe oder Durchführung des Mauerwerkes in gute Verbindung mit dem übrigen Fundament-Mauerwerk bringt (Fig. 408). Wenn umgekehrte Gewölbe starken Stich erhalten, sodaß die Kämpfer hoch über Rostfläche liegen, muß man den durch Setzen des Gebäudes eintretenden Gewölbeschub erforderlichenfalls durch Verankerungen aufheben.

d. Umgekehrte Gewölbe.

Zwischen den einzelnen Fundamentteilen auch ohne Schwellrost angewendet, nennt man dieselben Erdbögen. Man macht, der bequemen Ausführung halber, unter dem ganzen Fundament eine schwächere Betonschicht, oder stampft auch nur eine Schicht Schotter oder Kies in den Grund, um für die aus losem Mauerwerk herzustellenden Bogen-Lehren eine feste Unterlage zu haben An den Bogen-Kämpfern müssen, wenn die Pfeiler nicht reichliche Stärke erhalten, Verankerungen angebracht werden, namentlich an den Ecken.

Bei sehr ungünstiger Beschaffenheit des Baugrundes würde man noch einen Schritt weiter gehen können, dadurch, daß man gegenüberliegende

Fig. 409. Fig. 410.

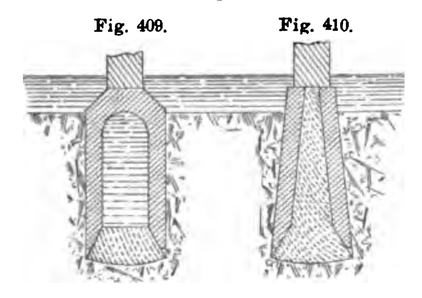
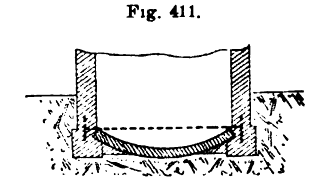


Fig. 411.



Wände durch umgekehrte Kappen- oder Kreuzgewölbe verbindet, und so die ganze Bodenfläche, welche das Gebäude bedeckt, zum Tragen bringt, Fig. 411

Eine ähnliche Anordnung würde auch bei Fundamenten von Pfeilern mit Nutzen zu treffen sein. Wären z. B. Brückenpfeiler in einem Baugrund herzustellen, der mit der Tiefe nur sehr allmählich an Tragfähigkeit zunimmt, so würde — bei gleicher Größe der Grundfläche — die Anordnung nach Fig. 409, den Baugrund weit weniger belasten, als diejenige nach Fig. 410, bei welcher über der Grundfläche außer dem Mauerwerk noch ein Teil nassen Erdreiches von ungefähr demselben Gewichte lagert. Betreffs der Belastung der Grundfläche ist also die Wirkung dieselbe, als wären die Seitenwände des Brunnens bis zur Sohle senkrecht aufgeführt. Dazu wirkt die Reibung am Brunnenumfang, weil nicht senkrecht nach oben gerichtet weniger günstig, während bei der Anordnung nach Fig. 409 die Reibung voll zur Geltung kommt, und das Gewicht des Fundamentes um das Gewicht eines Mauerkörpers von der Größe des Hohlraumes, weniger dem Gewicht der darin enthaltenen Wassermenge, vermindert ist. — Das Wasser im Hohlraume muß vor Frostzutritt gesichert sein.

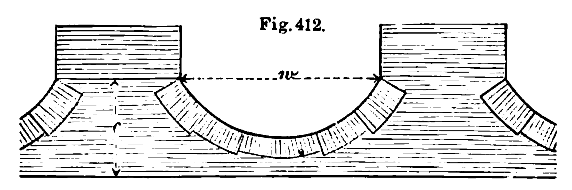


Fig. 412.

Ein Beispiel bedeutender Aussparungen in den Pfeilern bietet die Brücke über den Monongahela-Fluß zu Pittsburg. Nur im Vor- und Hinterkopf ist der Pfeiler vom Kaisson bis oben voll hergestellt zur Aufnahme der Last der Auflager. Zwischen diesen Teilen zeigt er eine große im Längsschnitt des Pfeilers keilförmig nach unten verlaufende allseitig abgeschlossene Aussparung von 3,81 ᵐ auf 5,15 ᵐ oberer und 3,81 ᵐ auf 1,52 ᵐ unterer Weite. Dieselbe ist oben und etwa in halber Höhe überwölbt. Die Gewölbe enthalten Löcher zur Ventilation. (Eng. rec. 1903 Bd. 47, S. 2 u. Bd. 48, S. 393.)

Über Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen (Fig. 412) zwischen Pfeilern teilt Könen im Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 11 folgendes mit:

Es sei für den Bogen von der Tiefe (rechtwinklich zur Bildfläche) $= 1$ der gleichmäßig verteilte Gegendruck, bezogen auf die Längeneinheit der wagrechten X-Achse (Fig. 413), die in Höhe des Bogenscheitels angenommen, $= z_0$; das Gewicht der Kubik-Einheit des Bogenzwickelkörpers sei gleich der Einheit, dann ist, wenn die Y-Achse mit der Symmetrie-Achse des Bogens zusammenfällt, an beliebiger Stelle x die Gegendruckordinate:

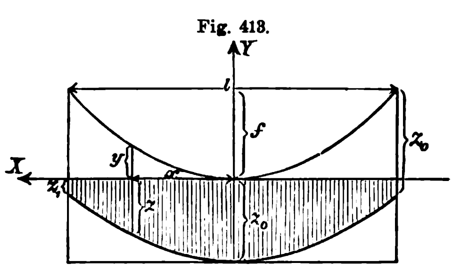


Fig. 413.

1) $z = z_0 - y$. Die weitere Berechnung liefert dann als Gleichung der Stützlinie:

2) $y = z_0 \left(1 - \cos \frac{x}{\sqrt{H}}\right)$.

Mit den zusammengehörigen Werten $x = \frac{l}{2}$ und $y = f$ (Fig. 413) ergibt sich aus Gl. 2.

3) $H = \frac{l^2}{4 \left(\text{arc.} \cos \frac{z_1}{z_0}\right)^2}$ und hieraus die Gewölbestärke im Scheitel:

4) $d_0 = \frac{H}{K}$ (K zulässige Druckbelastung).

An beliebiger Stelle, entsprechend dem Drucke $T = \frac{H}{\cos \alpha}$ (Fig. 414) wird bekanntlich $d = \frac{d_0}{\cos \alpha}$.

Fig. 414.

Der für die Zeichnung der Stützlinie wichtige Krümmungsradius derselben hat allgemein die Größe:

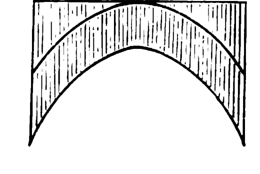
5) $\varrho = \frac{H}{z \cdot \cos^3\alpha}$.

Für den Scheitel berechnet sich der Krümmungsradius:

6) $\varrho_0 = \frac{l^2}{4 \cdot z_0 \left(\text{arc.} \cos \frac{z_1}{z_0}\right)^2}$ und mit diesem Werte von ϱ_0 erhält man allgemein:

7) $\varrho = \frac{\varrho_0}{\cos^3\alpha \sqrt{1 - \frac{\varrho_0}{z_0} \cdot \operatorname{tg}^2\alpha}}$ und hieraus in bekannter Weise die Bogenform.

Für gleichmäßig verteilte Last (Parabel) ist $\varrho = \frac{\varrho_0}{\cos^3\alpha}$. Zieht man die Zwickellast hinzu (Fig. 415), so entsteht die wagrecht abgeglichene Belastung, für welche


Fig. 415.

8) $\varrho = \frac{\varrho_0}{\cos^3\alpha \sqrt{1 + \frac{\varrho_0}{z_0} \cdot \operatorname{tg}^2\alpha}}$.

Zieht man die Zwickellast von der gleichmäßig verteilten Last ab, so entsteht der vorstehend behandelte Fall. Beide Fälle treffen mit $z_0 = \infty$ in der Parabel zusammen.

Beispiele über ausgeführte Sohlengewölbe s. III. Kapitel, Abschn. II.

e. Sandschüttung.

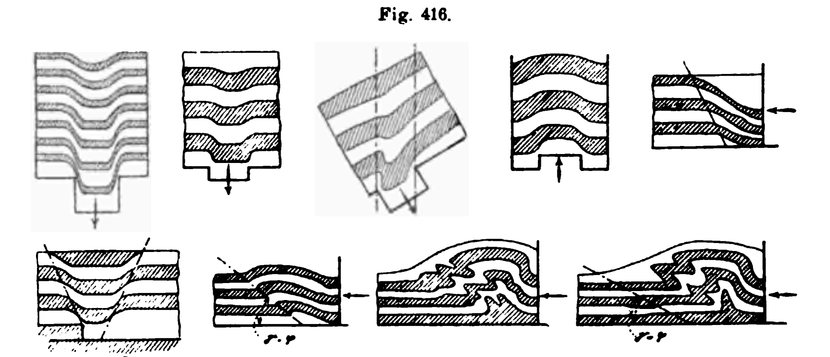
Literatur.

Bau des Hamburger Bahnhofes in Berlin: Zeitschr. f. Bauw. 1856 S. 487. — Gefangenenhaus zu Rehburg: Notizbl. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1851-52 S. 26. - Thüringer Bahnhof in Leipzig: Zeitschr. f. Bauw. X, S. 218. — Bahnhofs-Hochbauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn: Deutsche Bauztg. 1875 S. 375. — Kunstbauten in den Moorstrecken der Bahn von Bordeaux nach Pauillac: Ann. industr. 1872 Juli S. 6 — Über Sandschüttung: Wochenbl. d. Ver. Deutsch. Ing. 1882 S. 58. — Handbuch d. Ing.-Wiss. II. Bd., 2. Abt., S. 194: Versuche von Kick, Pollac usw.

Dieses schon im Altertum bekannte Verfahren ist neuerdings mit Recht besonders im Hochbau sehr in Aufnahme gekommen. Man nimmt gewöhnlich an, daß der Druck, welchen das Fundament auf die Sandschüttung ausübt, kegelförmig mit einem Winkel der Seiten von 45⁰ nach unten sich fortpflanze; doch ist dies bisher noch nicht durch Versuche festgestellt worden.

Aus Mitteilungen von Forchheimer scheint — wenigstens für eine bestimmte Beschaffenheit des Sandes — hervorzugehen, daß die Ausdehnung nach den Seiten hin mit der Tiefe nicht so schnell wächst. Es liegen, wie die unter Nr. 416 beigefügten Figuren anschaulich machen, die Ver-

Fig. 416.



schiebungen, welche das Hinaufdrücken eines Stöpsels im Boden eines mit verschieden gefärbten Sandschichten gefüllten Gefäßes bewirkt, in einem abgestumpften Kegel mit wesentlich steileren Seiten, als oben angegeben. Die Ausbreitung des Druckes wird erzeugt durch die Reibung der vom Druck getroffenen Sandkörner gegen die seitlich von ihnen liegenden, nicht unmittelbar belasteten; jene muß daher abhängig sein von dem Reibungskoeffizienten, d. h. von der Tangente des natürlichen Böschungswinkels φ des Sandes. Diese Auffassung führt zu der Vermutung, daß die Böschungslinie der Verbreiterung mit der Senkrechten günstigsten Falles den natürlichen Böschungswinkel φ einschließt. Je kleiner der natürliche Böschungswinkel des betr. Sandes ist, desto stärker wird man die Schüttung machen müssen, um eine genügend große Lastverteilung zu erzielen. Ferner wird man bei demselben Sande, wenn die Schüttung ganz unter Wasser liegt, eine geringere Lastverteilung erzielen, als im Trocknen, weil der natürliche Böschungswinkel φ und mit ihm die Reibung sich im Wasser — verglichen mit dem nur erdfeuchten Zustande — vermindert.

Fig. 417.

p b d $B = b + 2\,d\,tg\,\varphi$

Zur Berechnung der notwendigen Stärke, welche man einer Sandschüttung geben muß, um den Baugrund nur mit einem bestimmten Drucke zu belasten, diene folgendes:

Ist, Fig. 417, b die Breite der gemauerten Fundament-Sohle, t die Tiefe derselben unter der Erdoberfläche, φ der natürliche Böschungswinkel des Sandes, d die gesuchte Stärke der Sandschüttung, B die Sohlenbreite derselben, γ das Gewicht von 1 cbm Sand, Hinterfüllungserde und Fundament-Mauerwerk im Durchschnitt, k die zulässige Belastung des Baugrundes kg/qm (die etwa durch Versuche zu ermitteln ist), P die Belastung, welche das Bauwerk in Höhe der Erdoberfläche auf 1 m Länge des Fundamentes ausübt, so gilt für das Gleichgewicht die Bedingung:

$$(b + 2\,d \operatorname{tang} \varphi)\,k = P + \gamma\,(b + 2\,d \operatorname{tang} \varphi)\,(d + t).$$

Diese Gleichung nach k aufgelöst gibt: $k = \dfrac{P}{b + 2d \operatorname{tang} \varphi} + \gamma\,(d + t)$.

Hat man die Stärke d für die Sandschüttung angenommen, so kann man aus der letzten Gleichung leicht den Druck berechnen, welchen der Baugrund unter der Sandschüttung dabei erfährt. Ist umgekehrt die zulässige Belastung k ermittelt, so erhält man aus der Gleichung eine quadratische Gleichung zur Berechnung von d.

Für eine Sandschüttung, die ganz über Grundwasser liegt, kann man $\varphi = 40^0$, tang $\varphi = 0{,}839$, $\gamma = 1800$ annehmen. Dann lautet die obige Gleichung

$$k = \frac{P}{b + 1{,}678\,d} + 1800\,(d + t).$$

Liegt die Sandschüttung ganz unter Wasser, so wird φ geringer etwa $= 24^0$, tang $\varphi = 0{,}445$, γ dagegen durchschnittlich $= 2000$ kg. Dafür geht die Formel über in:

$$k = \frac{P}{b + 0{,}89\,d} + 2000\,(d + t).$$

Die Belastung k nimmt ab mit wachsender tang φ, also mit zunehmendem Böschungswinkel; daher muß man möglichst scharfen und nicht zu feinen Sand für die Schüttungen wählen.

Nach Versuchen, welche der Verf. anstellte, wird der Winkel mögli herweise nur gleich dem halben natürlichen Böschungswinkel φ sein, so daß in den folgenden Formeln statt φ nur $\frac{\varphi}{2}$ zu setzen wäre.

Führt man Sandschüttungen unter Grundwasser-Spiegel aus, so darf das Wasser nicht von unten aus in die Schüttung eindringen, muß daher unter derselben geschöpft werden. Um den Sand dicht zu lagern, bringt man ihn in dünnen Lagen von etwa 15 cm Stärke auf, schlämmt diese durch Aufgießen von Wasser und Ausschöpfen desselben aus einem tief liegenden Sumpf und befestigt sie außerdem durch Schlagen oder Stampfen.

Um die Sandschüttung auch an der Oberfläche möglichst glatt und fest zu bekommen, kann man folgendermaßen verfahren. Man legt zwei dünne, nicht zu breite Bretter auf den Sand nebeneinander. Auf das eine stellen sich die Arbeiter und bearbeiten das andere mit den Rammen durch gleichzeitige Schläge, den Boden unter demselben verdichtend. Hierauf treten sie auf das eben bearbeitete Brett, und legen dasjenige, auf welchem sie vorher standen vor das andere, um es nun mit den Rammen zu bearbeiten usf.

Hat man Walzen zur Verfügung, so sind auch diese zum Befestigen sehr geeignet.

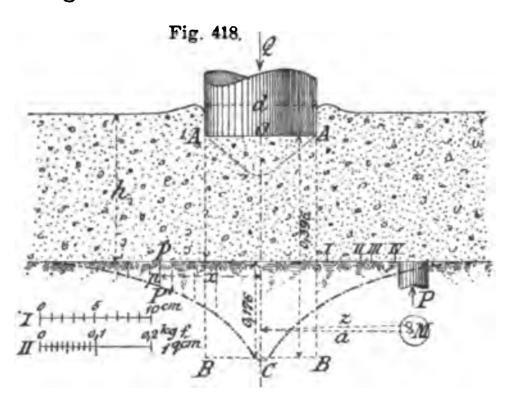
Auf der Bahn von Bordeaux nach Pauillac haben dicke Sandschüttungen auf Moorboden sich als Fundament der Kunstbauten weit besser bewährt, als zur Verdichtung des Bodens eingerammte Pfähle. Wo passender Sand leicht zu beschaffen ist, kann diese Gründungsart daher nur empfohlen werden.

Bei wichtigen Bauwerken empfiehlt sich probeweise Belastung der Fundamente, um das Setzen derselben herbeizuführen, bevor es dem fer-

tigen Bau schaden kann. Wird Probebelastung nicht angewendet, so tut man gut, das Gebäude langsam mit schnell bindendem Mörtel aufzuführen, um ein langsames und gleichmäßiges Setzen zu erzielen.

Unter Hinweis auf die unter Kap. I Abschn. II c (Größe der Tragfähigkeit des Bodens) gemachten Mitteilungen theoretischer Natur, möge noch auf die Versuche von Kick, Polac und Stübchen über die Druckverteilung durch Sandschüttungen aufmerksam gemacht werden. (Handbuch d. Ingen.-Wissenschaften II. Bd. 2. Abt. S. 194.) Diese erstreckten sich übrigens nur auf schwache Schüttungen und konzentrierte Lasten und sind daher nicht ohne weiteres auf Fundamente anwendbar. Sie ergaben, daß die Verteilung auf die Basis keine gleichmäßige ist, sondern der Normaldruck gegen die Mitte, bezw. den Durchstoßpunkt der Achse des belastenden Zylinders mit der Bodenfläche, zu wächst. Fig. 418 zeigt die Verteilung des Druckes auf die Einheit der Bodenfläche als Ordinate über der bezüglichen Entfernung PO von O aufgetragen.[1])

Fig. 418.



In geringen Tiefen wird der Druck auf die Flächeneinheit größer als $\frac{Q}{F}$, wenn F die Grundfläche des belastenden Körpers und Q dessen Gewicht ist. Um keine Überlastungen des Baugrundes zu erhalten, wird man also die Sandschüttungen nicht zu schwach nehmen dürfen. Der Einfluß der Sandschüttung erstreckt sich übrigens nach obiger Figur mindestens so weit, wie in Fig. 417 angenommen wurde. Über ausgeführte Sandschüttungen in Verbindung mit anderen Gründungsarten vergl. Kap. III Abschn. VIII.

II. Gründungen auf Beton unter Wasser.

Statische Berechnung von Betonsohlen.

Literatur.

Betonschüttung beim Bau der Charlottenburger Porzellan-Manufaktur: Deutsche Bauztg. 1871 S 12. — Die Fundierung des neuen Maschinen- und Kesselhauses auf Rothenburgsort: Deutsche Bauztg. 1871 S. 165. — Gründung des Zentralbaues der Weltausstellung in Wien: Zeitschr. d. österreich. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878 S. 189. — Betongründung d. Kirchturmes in Liebschütz: Deutsche Bauztg. 1874 S 190. — Sur la fond. du nouv. opéra de Paris: Bull. de la soc. d'encour. 1875 S. 498. — Die Gründung d. Ruhrbrücke bei Düssern: Zeitschr. d. Arch. u. Ingen.-Ver. zu Hann. 1877 S. 574. — Gründung der Lahnbrücke bei Wetzlar: Zeitschr. f. Bauw. 1880 S 248. — Desgl. der Rheinbrücke bei Koblenz: ebenda 1881 S 94. Der Moselbrücke bei Gülz 1881 S 569; der Weichselbrücke bei Graudenz 1882 S. 251. Der Bau des Wellenbrechers bei Newhaven in England: Zeitschr. f. Bauw 1884 S. 808. — Über die Größe des Wasserdruckes im Boden von Brennecke: Zeitschr. f. Bauw. 1886 Heft 1-3. — Betonbett f. d. Justizpalast in Rom: Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 504. — Der Bau der neuen Stadtschleuse in Bromberg: Zeitschr. f. Bauw. 1899 S. 516. — Neue Hafenanlagen in Bremen: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1889 S. 440. — Gründung der Straßenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg: Zeitschr. f. Bauw 1890 S. 348 und 351. — Der neue Hafen bei Straßburg: Zentralbl d. Bauv. 1891 S. 250. — Gründung auf Beton von Mehrtens: Zentralbl. d. Bauv. 1894 S 164 u. 177. — Gründung d. Schleuse bei Goes: ebenda 1895 S. 426. — Betongründung d. Schleuse am Mühlendamm in Berlin von Harnisch: Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 314 und 347; Zeitschr. f. Bauw. 1896 S. 68. — Gründung des Turmes vom Zentralgefangnis in Posen: Zeitschr. f. Bauw. 1896 S. 449. — Betongründungen bei der Kanalisierung der Oder: Zeitschr. f. Bauw. 1896 S 490. — Ausführung von Betongründungen zur Winterszeit: Tekniska föreningens i. Finland förhand-

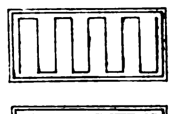
[1]) Vergl. auch die Ausf. von Francke (Fig. 397 und 398 S. 202).

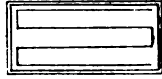
lingar 1895: Zeitschr. d. österreich. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896 S. 517. — Betonfundamente auf Steinschüttung im Düsseldorfer Hafen: Deutsche Bauztg. 1896 S. 652. — Gründung der Her Jsland-Schleuse und des Dammes bei Pittsburgh: Eng. news 1896 II, S. 127. — Gründung der Schleusen bei Brunsbüttel und Holtenau (Kaiser Wilhelm-Kanal): Zeitschr. f. Bauw. 1897 S. 485; 1898 S. 578. — Betonschüttung für den fünften Pfeiler der Charleston-Brücke bei Boston: Eng. news 1898 I, S. 181. — Betongründung der Bonner Rheinbrücke: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1899 S. 810. — Über Betonfundierungen von Asttalck: Zentralbl. d. Bauv. 1899 S. 225; Schweiz. Bauztg. 1899, S. 41. — Anwendung einer Betonplatte bei der Gründung des neuen Amtsgerichtsgeb. in Ehrenbreitstein: Zentralbl. d. Bauv. 1899 S. 277. — Gründung der Neckarbrücke zwischen Kirchheim u. Gemmrigheim: Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenb. 1899 S. 344. — Über Betonfundierungen: Schweiz. Bauztg. 1899 II, S. 41.

Dient bei Gründungen in trockener Baugrube der Beton gewöhnlich nur dem Zweck der Sohlen-Verbreiterung, so soll derselbe bei Gründungen im Wasser sehr häufig außerdem den Wasserzudrang zur (auszuschöpfenden) Baugrube hindern; er muß also hier nicht nur **fest**, sondern auch **dicht** sein.

Bei vielen Fundamenten wird der Beton durch das darauf stehende Bauwerk nur auf Druckfestigkeit beansprucht werden, indem man die Schicht so stark machen kann, daß sie, wenn das Wasser aus der Baugrube entfernt ist, durch ihr Gewicht dem auf die Sohle wirkenden Wasserdrucke das Gleichgewicht hält. Dieser Zustand wird eintreten, wenn die Stärke des Betons bei Verwendung von Ziegelstein-Schotter etwa 0,63 der Höhe der drückenden Wassersäule ist, bei Verwendung von Bruchstein-Schotter etwa 0,5.

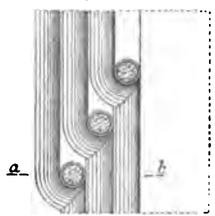
Fig. 419, 420.





Bei anderen Fundamenten, z. B. bei solchen von Schleusen und Trockendocks ist man nicht immer in der Lage, in der Stärkenbemessung so weit zu gehen; in solchen Fällen wird die Betonschicht wenigstens während der Bauzeit auf Biegungs-Festigkeit beansprucht werden. Da nun die Zugfestigkeit des Betons nur zu etwa 0,1 von dessen Druckfestigkeit angenommen werden darf, so wird man dem **oberen Teile** der Schüttung ganz besondere Sorgfalt widmen müssen und es ist danach anzuraten, denselben nötigenfalls aus einer verbesserten Mischung herzustellen, die namentlich mehr Mörtel enthält, oder Eiseneinlagen anzuwenden.

Fig. 421.





Geschieht die Versenkung mit Trichtern, so muß die oberste Lage in der **Querrichtung**, Fig. 419, geschüttet werden. Denn würde man dieselbe in der Längsrichtung, Fig. 420, schütten, so wäre dadurch die Erreichung der nötigen Festigkeit des Bettes in Frage gestellt, weil vielleicht die einzelnen Längsstreifen infolge der Schlammbildung nicht gut an einander binden möchten. —

Noch besser ist es, die Sohle gleich in voller Stärke zu schütten, da man nur dann mit einiger Sicherheit auf vollkommene Dichtigkeit rechnen kann. Bei der Trichterbetonierung läßt sich dies in der Weise erreichen, daß man gleichzeitig mehrere Trichter unmittelbar hinter einander folgen läßt, von denen jeder eine Lage schüttet, so daß der folgende stets um die Stärke einer Lage kürzer ist als sein Vorgänger.

Fig. 422.

Am günstigsten ist es (auch für Trockenbetonierung) dabei, wie Fig. 421 andeutet, in schrägen Lagen zu schütten. Ein solches Betonbett besitzt, wenn auch die einzelne Lage nur in sich, aber nicht die eine an die andere anbindet, stets ein Widerstandsmoment mit dem Faktor $\frac{h^2}{6}$, während

das Widerstandsmoment einer Sohle nach Fig. 422 aus n nicht mit einander verbundenen Lagen nur ein solches mit dem Faktor $\frac{h^2}{6n}$ besitzt. Ersteres ist also n mal stärker.[1]). Auch wenn man mit Kasten betoniert, soll man in schrägen Lagen schütten. (Fig. 211 S. 104.)

Es ist ferner zu bemerken, daß es fehlerhaft ist, Dock- oder Schleusensohlen zur Hälfte aus Beton und zur Hälfte aus Mauerwerk herzustellen, weil darunter der Zusammenhang (Homogenität) leidet. Am besten ganz Beton und nur zur Herstellung einer glatten Oberfläche eine schwache Verkleidung. (Vergl. auch Kap. I Abschn. I F. d. 6)

Eine interessante Herstellung eines Turmfundamentes unter Wasser aus Beton mit nur provisorischer Umschließung findet sich dargestellt in: Nouv. ann. de la constr. 1890 S. 112.

Da auf dem Wege von der Bereitungsstelle des Betons bis zur Schüttungsstelle unter Wasser vielfache Gelegenheit zu kleineren Verlusten an der Masse geboten ist, und da Verluste auch durch Absonderung von Kalkschlamm durch Auswaschen feiner Mörtel- und Sandteile entstehen, so ist bei der Massenberechnung der Materialien zu Beton, der unter Wasser verbracht werden soll, auf ein gewisses „Mehr“ zu rücksichtigen. Daß dies Mehr mit vielfachen Umständen wechselt, liegt auf der Hand. Unter ungünstigen Umständen wird man den betr. Koeffizienten zu 1,2, unter günstigen zu 1,1 daher wenn das Betonbett die Masse M enthält, als Betonmasse $\frac{1,1}{1,2}(M)$ annehmen können.

Ist T die Gesamtzahl der Materialien-Teile, aus welchem der Beton besteht, und sind $t_1, t_2, t_3, t_4, \ldots$ die Zahlen der Einzelteile, so muß jeder Einzelteil in der Betonmenge in dem Verhältnis $\frac{t}{T}$ vertreten sein. Wenn daher auch die sogen. Ausgiebigkeitszahl. d. h. das Verhältnis $\frac{v}{1}$ der Gesamtmenge der Rohmaterialien zur Menge des Betons (M) bekannt ist, (häufig wird v zwischen 1,2 und 1,5 liegen; so berechnen sich die Massen der Einzelmaterialien, die zu einem unter Wasser herzustellenden Betonbett der Masse M erforderlich sind, aus den allgemeinen Beziehungen:

$$m_1 = \frac{1,1}{1,2}\left[\frac{t}{T}\,v\right] M;\quad m_2 = \frac{1,1}{1,2}\left[\frac{t}{T}\,v\right] M. \text{ usw.}$$

Soll z. B. ein Beton der Mischung: 3 Tl. Kalk, 1 Tl. Traß, 10 Tl. Sand und 15 Tl. geschlagener Schotter hergestellt werden, so ist: $T = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 = 3 + 1 + 10 + 15 = 29$ und dieser Mischung entsprechend die Ausgiebigkeitszahl v etwa zu 1,5 anzunehmen. Darnach finden sich, wenn noch die wegen Verluste etwa einzuführende Vermehrungszahl = 1,2 gesetzt wird, folgende Bedarfsmengen der Einzelmaterialien:

Kalk $(m_1) = 1{,}2\,\frac{3}{29}\,1{,}5\,\mathrm{M} = 0{,}186\,\mathrm{M}$	Sand $(m_3) = 1{,}2\,\frac{10}{29}\,1{,}5\,\mathrm{M} = 0{,}621\,\mathrm{M}$
Traß $(m_2) = 1{,}2\,\frac{1}{29}\,1{,}5\,\mathrm{M} = 0{,}062\,\mathrm{M}$	Schotter $(m_4) = 1{,}2\,\frac{15}{29}\,1{,}5\,\mathrm{M} = 0{,}931\,\mathrm{M}$

und die Gesamtmenge der Rohmaterialien:

$$M = \Sigma(m) = (0{,}186 + 0{,}062 + 0{,}621 + 0{,}931)\,\mathrm{M} = 1{,}8\,\mathrm{M}.$$

Bei Bestimmung der notwendigen Stärke einer Betonsohle, welche Wasserdruck von unten auszuhalten hat, besteht eine Schwierigkeit in der genaueren Festsetzung der Größe dieses Wasserdruckes. Hagen und Lagrené nehmen an, daß der volle Druck, der einer Wassersäule = der Höhe des Abstandes der Fundament-Sohle bis zum Wasserspiegel entspricht,

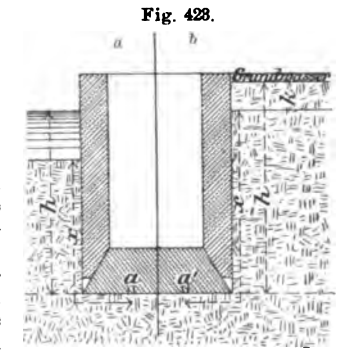
[1]) Vergl. Zentralbl. d. Bauv. 1890 S. 5.

zu rechnen sei, während Franzius[1]), je nach der Dichtigkeit des Baugrundes, nur $^1/_3$ bis $^1/_4$ dieser Höhe gerechnet wissen will.

Daß eine Verminderung des Druckes stattfindet, die mit der Kornfeinheit des Baugrundes zunimmt, ist zweifellos und geht schon daraus hervor, daß in festem Ton überhaupt kein Wasserdruck herrscht. Trotzdem wird man sehr vorsichtig sein müssen, da derselbe Ton mit hohem Wassergehalt (Schlamm) oder unter hohem Drucke (in Bergwerken) vollständig die Eigenschaften von zähen Flüssigkeiten annimmt. Er wird dann (als Schlamm) bei seinem größeren spezif. Gewicht sogar unter Umständen einen größeren Druck gegen die Betonsohle ausüben können, als eine Wassersäule von gleicher Höhe.

Anderseits ist reiner Sandboden so durchlässig, daß sich in demselben auf weite Strecken hin der Grundwasser-Spiegel nahezu wagrecht einstellt. Es haben daher die Böden von Kanalschleusen in reinem Sandboden, während des Betriebes keinen nennenswerten Auftrieb zu erleiden. Selbst wenn die Dichtung am Oberhaupt gegen den Ober-Wasserspiegel eine ungenügende wäre, würde, solange die Quellen nicht so stark sind, daß sie durch Unterspülung schaden können, der Grundwasserstand unter und neben der Schleuse dem Unter-Wasserspiegel entsprechen. Ein Abschluß gegen das Unterwasser ist daher bei diesen Schleusen mit Rücksicht auf den Auftrieb gegen den Boden eher schädlich, als nützlich, während es stets wünschenswert bleibt, den Abschluß gegen das Oberwasser so sorgfältig als möglich zu machen. Bei undurchlässigeren Erdarten würde man sogar durch eine Schüttung aus grobem Sande unter und neben der Betonsohle, die in ungehinderter Verbindung mit dem Unterwasser stände, den Boden der Schleuse von dem Wasserdruck, der infolge undichten Abschlusses gegen das Oberwasser entstände, entlasten können. Diese Maßregel würde allerdings den bedenklichen Umstand herbeiführen, daß zu Zeiten, wo die Schleuse bei Ausbesserungen ganz wasserfrei gemacht wird, der volle, dem Stande des Unterwassers entsprechende Wasserdruck zur Geltung käme.

Fig. 423.



Die Spundwände, mit denen man die Betonsohle zu umgeben pflegt, werden, wenn sie ganz in grobem Sande stehen, allerdings einen Schutz gegen Unterspülen gewähren, den Wasserdruck gegen die Betonsohle aber kaum nennenswert vermindern. Selbst wenn sie mit den Spitzen festen Ton erreichen, wird es immer gewagt bleiben, auf ihren Schutz gegen den Wasserdruck erheblich zu rechnen, da eine einzige undichte Fuge oder ein Bolzenloch die Verbindung zwischen dem durch die Spundwände eingeschlossenen Sande mit dem äußeren wasserführenden herstellt und so der volle Wasserdruck eintritt.

Um über die Größe des Wasserdruckes im Boden mehr Klarheit zu erhalten, hat Verfasser besondere Versuche angestellt, bei denen von folgenden Gesichtspunkten ausgegangen wurde:

Die Verminderung des Wasserdruckes gegen Fundament-Flächen stammt aus zwei Ursachen: 1. wird infolge der Adhäsion und der Reibung (der Ruhe) des Wassers im Boden auf dem Wege zu der zu beobachtenden Stelle des Fundamentes, a bez. a', in Fig. 423, eine Verminderung der wirksamen Druckhöhe h stattfinden, sodaß die zur Geltung kommende Druckhöhe nur $= \varepsilon_x h$ ist. Der Koeffizient ε (< 1) ändert sich mit der Korngröße der Erdart und ist für eine und dieselbe Erdart außerdem

[1]) Handb. d. Ingen.-Wissensch., Band 3.

von dem Wege x abhängig, den das drückende Wasser im Boden bis zur Stelle a zurückzulegen hat. Liegt die drückende Wasserschicht ganz im Boden, so ist die theoretische Druckhöhe um die Saughöhe k (über deren Ermittelung auf S. 215 das Nötige angeführt wird), der Kapillarität zu vermindern. Die zur Geltung kommende Druckhöhe für die Stelle a' ist also dann nur $= \varepsilon_x (h - k)$.

Außer der Druckhöhen-Verminderung tritt infolge der innigen Berührung der einzelnen Bodenteilchen mit der Fundament-Sohle eine Druckflächen-Verkleinerung ein; denn es erhalten die vom Wasser nicht benetzten Teile der letzteren auch keinen Wasserdruck. Von der Flächeneinheit der Sohle wird also nur ein Teil α. (< 1) gedrückt, so daß sich der Druck für die Flächeneinheit einer Betonsohle auf $\alpha \, \varepsilon_x \, \gamma \, h$ berechnet, wenn γ das Gewicht der Kubikeinheit des Wassers ist.

Der Koeffizient α ist nur von der Korngröße des Bodens abhängig, also für einen bestimmten Baugrund als konstant anzusehen. Ein allgemeines Gesetz über das Verhältnis der Größen α und ε zu dem mittleren Durchmesser δ der Bodenteilchen, aus denen der Baugrund besteht, zu ermitteln, ist bisher nicht gelungen. Man kann sich indessen für einen bestimmten Fall in folgender Weise Aufschluß verschaffen:

Der Koeffizient ε ist für einen bestimmten Baugrund, für welchen man die Korngröße als gleichbleibend ansehen kann, nur noch von der Länge x, Fig. 423, des kürzesten Weges, welchen das Wasser bis zur Beobachtungsstelle im Boden zurückzulegen hat, abhängig, also $\varepsilon = f(x)$. Um diese Funktion graphisch darzustellen, nimmt man eine U förmig gebogene Röhre, Fig. 424, deren gerade Teile aus möglichst langen Glasröhren bestehen, während der wagrechte Teil $a\,b$ ein eisernes Gasrohr ist. In diesem letzteren, das man beliebig verlängern kann, stampft man die zu untersuchende Erdart fest ein und füllt darauf den einen der senkrechten Schenkel mit Wasser, dessen Spiegel man stets in gleicher Höhe erhält. Das Wasser wird dann durch den Boden in den wagrechten Teil dringen und in dem anderen senkrechten Schenkel aufsteigen.

Fig. 424.

h $h' = \varepsilon h$ a b x

Zeigt sich nach längerer Zeit, daß der Wasserspiegel im zweiten senkrechten Schenkel nicht mehr steigt, so ist die Höhe h' der Wassersäule in diesem Schenkel $= \varepsilon \, h$, wenn h die Höhe der drückenden Wassersäule im anderen Schenkel bedeutet. Und zwar ist dies $\varepsilon = f(x)$ derjenige Funktionswert, welcher der Länge x_1 des wagrechten, mit Erde gefüllten Teiles der Röhre entspricht. Man verlängert nun diesen letzten Teil auf x_2, füllt ihn abermals mit Erde und erhält den neuen Funktionswert, welcher x_2 entspricht. In dieser Weise mit noch einigen weiteren Längen (x_3, x_4 usw.) fortfahrend, kann man sich die nötige Anzahl Punkte für die der Funktion $h' = h f(x) = \varepsilon \, h$ oder $\varepsilon = f(x)$ entsprechende Kurve verschaffen und diese selbst darstellen. Aus solcher Darstellung kann man dann leicht für jede Entfernung vom Rande eines Fundamentes, welches auf dem untersuchten Boden stehen soll, die als wirksam anzunehmende Druckhöhe ermitteln. Die Ergebnisse werden um so zuverlässiger sein, je näher die Druckhöhe h des Versuchs-Apparates der wirksamen Druckhöhe bei dem auszuführenden Bauwerke kommt.

Lenz hat in Cuxhaven bei Bohrlöchern festgestellt, daß die Flutgröße von 3,28 m in der offenen Elbe etwa 50 m davon und 15 m vom Deiche ent-

fernt auf 1,99 m im Grundwasserstandswechsel gesunken war und daß sie bis 268 m und 555 m vom Deiche entfernt auf 1,08 m und 0,43 m abgenommen hat. Zugleich verspäten sich die Eintrittszeiten von Hoch- und Niedrigwasser landwärts.

Diese Ergebnisse zeigen die Wirksamkeit der Druckhöhen-Verminderung, wiewohl nicht übersehen werden darf, daß das Wasser in den Bohrlöchern möglicherweise höher gestiegen wäre, wenn der Hochwasserstand länger angehalten hätte.

Die oben angeführte Saughöhe k der Kapillarität ermittelt man zweckmäßig in der Weise, daß man eine längere Glasröhre mit der betr. Erdart fest anfüllt, nachdem man das untere Ende durch ein Gazesieb geschlossen hat, so daß zwar Wasser ablaufen kann, Boden aber zurückgehalten wird. Hierauf schüttet man auf die Erdfüllung im Glasrohre Wasser, bis letzteres die ganze Füllung durchzogen hat und unten abzulaufen beginnt. Um dies schneller zu erreichen, kann man auch das untere Ende der Glasröhre in ein möglichst tiefes Gefäß stellen, so daß die Durchtränkung auch von unten nach oben stattfindet. Ist der Boden ganz mit Wasser gesättigt, so stellt man das Glasrohr senkrecht so hin, daß das Wasser unten frei ablaufen kann, so weit es nicht durch die Kapillarität im Boden zurückgehalten wird. Wenn der Beharrungs-Zustand eingetreten, hat man in der Länge des noch mit Wasser getränkten Teiles der Erdsäule die Saughöhe der Kapillarität der Erdart. Die obere Grenze dieses Teiles ist leicht daran zu erkennen, daß derjenige Teil der Glasröhre, welcher nur Erde, kein Wasser enthält, metallisch glänzt.

Wie der Koeffizient α ermittelt wurde, ist in der angeführten Quelle mitgeteilt, auf die verwiesen werden muß.

α wird für eine bestimmte Korngröße δ konstant bleiben, also nur eine Funktion dieser Korngröße sein, und braucht für einen bestimmten Baugrund nur einmal ermittelt zu werden.

Die Ergebnisse der Untersuchungen des Verfassers über die Größe von α für verschiedene Korngrößen δ sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt; dieselbe enthält in der ersten und letzten wagrechten Spalte die Grenzwerte der Funktion $\alpha = f(\delta)$, d. i. 0 und 1. Ersteren Wert muß α erhalten für Werte von $\delta = 0$, letzteren dagegen wenn δ so groß wird, daß auf eine Flächeneinheit der Fundament-Sohle kein Berührungspunkt zwischen einem Bodenteilchen und dieser Sohle mehr entfällt, so daß die ganze Flächeneinheit mit Wasser benetzt ist.

Bezeichnung der Sandart	Korngröße δ des Sandes	Werte von $\alpha = f(\delta)$
Sand von nicht meßbarer Feinheit (∞ klein)	0	0
Gewöhnl. weißer Streusand	Wahrscheinl. mittlerer Korndurchm. 0,096 mm	0,84498
Sand Nr. 5	0,117 mm	0,9553
„ „ 4	0,823 „	0,99242
„ „ 3	0,814 „	0,99577
„ „ 2	1,077 „	0,99855
	δ sehr groß	1

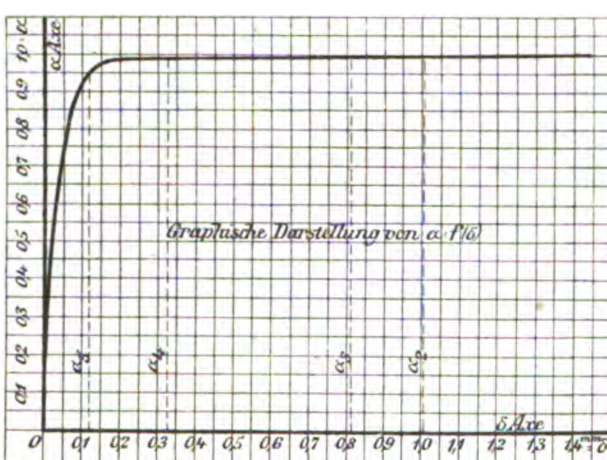
Fig. 425 zeigt die grafische Darstellung von $\alpha = f(\delta)$ auf Grund der Tabelle. Die Linie der α-Werte steigt aus dem Anfangspunkte des Koordinaten Systems steil auf, macht eine scharfe Biegung und verläuft asymptotenartig längs der Abszisse, die zu $\alpha = 1$ gehört.

Sind in der beschriebenen Weise beide Koeffizienten für einen bestimmten Baugrund ermittelt, so kann man sich die Druckfigur für die Fundament-Sohle von der Breite b zeichnen und daraus die nötige Stärke der Betonschicht ermitteln.

Diese Druckfiguren werden, je nach der Größe der Koeffizienten s und α, verschiedene Gestalt annehmen. Fand man (für reinen Sand von sehr feinem Korn) $s = 1$ und $\alpha < 1$, so wird die Druckfigur die Gestalt

eines Rechteckes von der Höhe $h_1 = \alpha h$ und der Breite b des Fundamentes erhalten, Fig. 426. Ist dagegen auch $\varepsilon < 1$, so wird die Druckfigur je nach der Feinheit des Kornes eine der Gestalten, Fig. 427—429, annehmen. In Fig. 427 reicht die Druckhöhen-Verminderung noch nicht bis zur Seite der Fundament-Sohle; sie macht sich vielmehr erst in einiger Entfernung vom Rande bei C bemerkbar. Am Rande herrscht allein Druckflächen-Verkleinerung, daher Höhe der Druckfigur hier $h_1 = \alpha h$. In Fig. 428 ist die Druckhöhen-Verminderung auf der ganzen Breite b bemerkbar. Die Höhe der Druckfigur ist nur noch $h_{,,} = \alpha \, \varepsilon_x \, h_1$, worin ε_x veränderlich ist. In Fig. 429 endlich ist die Druckhöhen-Verminderung so stark, daß ε_x für $x = \frac{b}{2} = 0$ wird; d. h. es herrscht in der Mitte der Betonsohle gar kein Wasserdruck mehr. Zu bemerken ist, daß in den Fig. 426—429 die obere Begrenzung der Druckfigur als gerade Linie gezeichnet ist, indem angenommen wurde, daß die Funktion $\varepsilon = f(x)$ eine solche darstellt. Diese kann indessen auch eine Kurve geben.

Fig. 425.



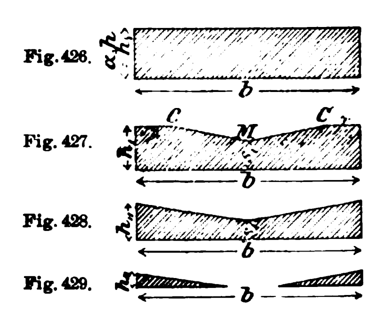


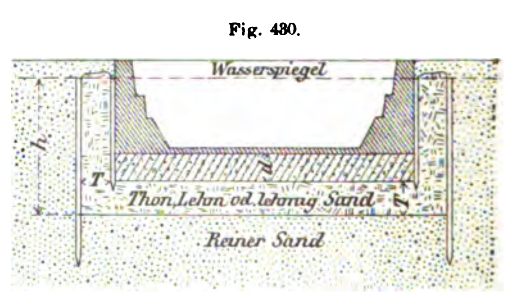
Fig. 426.

Fig. 427.

Fig. 428.

Fig. 429.

Fig. 430.



Als Schluß-Ergebnis der Untersuchungen des Verfassers ist folgendes anzuführen:

1. Allgemein hat der Wasserdruck auf die Flächeneinheit einer Fundament-Sohle in einer beliebigen Erdart bei a bez. a' in Fig. 423, S. 213 den bereits angegebenen Wert $\alpha \, \varepsilon_x \, \gamma \, h$.

2. Für reinen Sand von grobem und mittlerem Korn ($\delta >$ als etwa $0{,}4^{\text{mm}}$) ist sowohl der Wert von α als auch der Wert von ε für bedeutende Weglängen x nahezu $= 1$, so daß man für solchen Boden den wirksamen Druck für die Flächeneinheit von Fundamenten $= \gamma \, h$ setzen muß. Ist die

Stärke der Betonschicht d und das Gewicht der Kubikeinheit des Betons $\gamma_1 = \beta\gamma$, so wird der auf Biegen der Betonsohle wirkende Wasserdruck:

$$\text{I.} \quad p = \gamma (h - \beta d)$$

für die Flächeneinheit gesetzt werden müssen.

3. Um diesen Druck bei Fundamenten in sehr durchlässigem Sande zu vermindern, haben sich Bettungen unter und neben der Betonsohle, (Fig. 430) aus Ton oder mit Ton und Lehm gemischten Erdarten sehr bewährt.

Die Größe des auf Biegen der Betonsohle wirkenden Druckes, welcher bei derartigen Bettungen noch zur Wirkung kommt, läßt sich wie folgt ermitteln:

a) Besteht die Bettung aus reinem Ton oder einer so dichten Erdart, daß für die vorhandene Druckhöhe h und die angenommene Dicke T der Bettung der durch die Vorrichtung, Fig. 424, ermittelte Koeffizient $s = 0$ wird, d. h. dringt bei der Druckhöhe h und der Länge der Bodenfüllung $x = T$ nach langer Zeit gar kein Wasser durch, so kann man annehmen, daß das ganze Gewicht der Bettung abzüglich des Gewichts-Verlustes durch Eintauchen in das Grundwasser dem Drucke gegen die Betonsohle entgegenwirkt. Es wird also in diesem Falle der auf Biegen der Betonsohle wirkende Druck:

$$p = \gamma h - \gamma (\beta_1 - 1)\ T - \gamma \beta d, \text{ oder:}$$

$$\text{II.} \quad p = \gamma [h - (\beta_1 - 1)\ T - \beta d],$$

wenn man das Gewicht der Kubikeinheit des Bettungsbodens mit $\beta_1 \gamma$ bezeichnet.

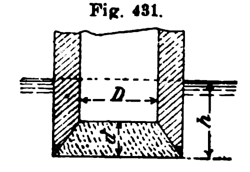
b) Ergab die Untersuchung einen Wert für $s > 0$ bei der Dicke der Bettungsschicht T, den wir mit s_T bezeichnen wollen, so muß zunächst auch der Koeffizient α der Druckflächen-Verminderung ermittelt werden, und es ist dann der auf Biegen der Betonsohle wirkende Wasserdruck:

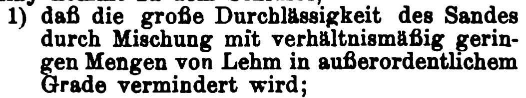
$$\text{III.} \quad p = \gamma [h - (\beta_1 - 1)\ (1 - s_T \alpha)\ T - \beta d].$$

Dieser Ausdruck geht für reinen Tonboden, für welchen $s = \alpha = 0$ angenommen wurde, in den unter II aufgeführten über, während er für $s = \alpha = 1$, (für reinen Sand), den Wert der Formel I liefert.

Im Anschluß an die obigen Versuche des Verfassers über die Größe des Wasserdruckes im Boden sei auf die Untersuchungen von Prof. Wollny in: Forschungen auf dem Gebiete der Agrikulturphysik Bd. 14 S. 1 und den Auszug aus dieser Arbeit im Zentralbl. d. Bauv. 1891 S. 229, über die Durchlässigkeit des Bodens für Wasser hingewiesen. Wollny kommt zu dem Schlusse,

Fig. 431.





1) daß die große Durchlässigkeit des Sandes durch Mischung mit verhältnismäßig geringen Mengen von Lehm in außerordentlichem Grade vermindert wird;

2) daß die Beimengung von Lehmmengen über eine gewisse Grenze hinaus (30 Vol. p.Ct.) für die durch den Boden tretenden Wassermengen belanglos ist, derart, daß die betreffenden Gemische sich bezüglich ihrer Durchlässigkeit dem reinen Lehm analog verhalten.

Wenn nun auf Betonsohlen nur der Auftrieb des Wassers wirkt, so würde sich die Stärke in der Mitte derselben „d“ bei reinem Sandboden von der unter 2. a. v. S. erwähnten kleinsten durchschnittlichen Korngröße von 0,4 mm bei rechteckigem Grundrisse berechnen aus: (Fig. 430)

$$\tfrac{1}{8} b^2 h \gamma - \tfrac{1}{8} b^2 d \beta \gamma = \frac{k\,1\,d^2}{6}, \text{ wenn } k \text{ die zul. Zug-Beanspruchung des Betons ist.}$$

Daraus folgt: $$\text{IV.} \quad d = -\frac{3}{8}\,\frac{\beta\gamma b^2}{k} + b\sqrt{\frac{9}{64}\,\frac{\beta^2\gamma^2 b^2}{k^2} + \tfrac{3}{4}\,\frac{h\gamma}{k}}.$$

Für kreisrunde Betonsohlen (Brunnen), Fig. 431, vom Durchmesser D ist ebenso:

$$\text{V.}\quad d = -\frac{5}{48}\frac{D^2\beta\gamma}{k} + D\sqrt{\frac{25}{2304}\frac{D^2\beta^2\gamma^2}{k^2} + \frac{5}{24}\frac{h\gamma}{k}}.$$

In gleicher Weise erhält man die Stärke einer Betonsohle unter der eine Bettung aus dichtem Boden ($\varepsilon = 0$) von der Stärke T eingebracht ist für rechteckigen Grundriß zu:

$$\text{VI.}\quad d = -\frac{3}{8}\frac{\beta\gamma b^2}{k} + b\sqrt{\frac{9}{64}\frac{\gamma^2\beta^2 b^2}{k^2} + {}^3/_4\frac{\gamma}{k}\left[h - T(\beta_1 - 1)\right]}$$

und bei kreisrundem Grundrisse:

$$\text{VII.}\quad d = -\frac{5}{48}\frac{\beta\gamma D}{k} + D\sqrt{\frac{25}{2304}\frac{\gamma^2\beta^2 D^2}{k^2} + \frac{5}{24}\frac{\gamma}{k}\left[h - T(\beta_1 - 1)\right]}$$

Endlich für ein Bettungsmaterial, für welches $\varepsilon > 0$ ist, bei rechteckigem Grundriß:

$$\text{VIII.}\quad d = -\frac{3}{8}\frac{\beta\gamma b^2}{k} + b\sqrt{\frac{9}{64}\frac{\gamma^2\beta^2 b^2}{k^2} + {}^3/_4\frac{\gamma}{k}\left[h - T(\beta_1 - 1)(1 - \varepsilon_T\alpha)\right]}$$

und bei rundem:

$$\text{IX.}\quad d = -\frac{5}{48}\frac{\beta\gamma D}{k} + D\sqrt{\frac{25}{2304}\frac{\gamma^2\beta^2 D^2}{k^2} + \frac{5}{24}\frac{\gamma}{k}\left[h - T(\beta_1 - 1)(1 - \varepsilon_T\alpha)\right]}.$$

Für **Traßbeton** kann man k nach 8 Wochen Erhärtungsdauer zu 10000 kg für 1 qm, bei einer Mörtelmischung 1 Kalk, 4 Traß, 1 Sand und für Zementbeton nach 14 Tagen Erhärtungsdauer zu 17000 kg (Mörtelmischung 1 : 3) annehmen. Das Gewicht von 1 cbm Beton aus Bruchstein-Schotter ist 2000 bis 2400 kg, im Mittel 2200 ($\beta = 2{,}2$), von solchem aus Ziegelstein-Schotter etwa 1600 kg ($\beta = 1{,}6$), das des Bettungsmateriales rund 1800 kg ($\beta_1 = 1{,}8$).

Setzt man diese Ziffernwerte ein, so erhält man die nachstehend tabellarisch zusammengestellten Ausdrücke:

Beton aus Traßmörtel (1 : 1 : 1) 8 Wochen alt.

Für rechteckigen Grundriß.

In Sandboden ohne Bettung unter dem Beton:

$$\text{IVa.}\quad d = -\overset{(0{,}06)}{0{,}0825}\, b^2 + b\sqrt{\overset{(0{,}0036)}{0{,}00681}\, b^2 + 0{,}075\, h}.$$

In Sandboden mit Bettung unter dem Beton ($\varepsilon \geqq 0$).

$$\text{VIIIa.}\quad d = -\overset{(0{,}06)}{0{,}0825}\, b^2 + b\sqrt{\overset{(0{,}0036)}{0{,}00681}\, b^2 + 0{,}075\left[h - 0{,}8\,(1 - \varepsilon_T\alpha)\, T\right]}.$$

Beton aus Zementmörtel (1:3) 14 Tage alt.

In Sandboden ohne Bettung unter dem Beton.

$$\text{IVb.}\quad d = -\overset{(0{,}0353)}{0{,}0485}\, b^2 + b\sqrt{\overset{(0{,}00125)}{0{,}00236}\, b^2 + 0{,}0441\, h}.$$

In Sandboden mit Bettung unter dem Beton ($\varepsilon \geqq 0$).

$$\text{VIIIb.}\quad d = -\overset{(0{,}0353)}{0{,}0485}\, b^2 + b\sqrt{\overset{(0{,}00125)}{0{,}00236}\, b^2 + 0{,}0441\left[h - 0{,}8\,(1 - \varepsilon_T\alpha)\, T\right]}.$$

Beton aus Traßmörtel (1:1:1) 8 Wochen alt.

In Sandboden ohne Bettung unter dem Beton:

Für kreisförmigen Grundriß.

Va. $d = -\overset{(0{,}0167)}{0{,}0229} D^2 + D\sqrt{\overset{(0{,}000278)}{0{,}000525} D^2 + 0{,}0208\, h}$.

In Sandboden mit Bettung unter dem Beton $(s \geqq 0)$.

IXa. $d = -\overset{(0{,}0167)}{0{,}0229} D^2 + D\sqrt{\overset{(0{,}000278)}{0{,}000525} D^2 + 0{,}0208\, [h - 0{,}8\,(1 - s_T a)\, T]}$.

Beton aus Zementmörtel (1:3) 14 Tage alt.

In Sandboden ohne Bettung unter dem Beton.

Vb. $d = -\overset{(0{,}0098)}{0{,}0135} D^2 + D\sqrt{\overset{(0{,}000096)}{0{,}000182} D^2 + 0{,}0123\, h}$.

In Sandboden mit Bettung unter dem Beton $(s \geqq 0)$.

IXb. $d = -\overset{(0{,}0098)}{0{,}0135} D^2 + D\sqrt{\overset{(0{,}000096)}{0{,}000182} D^2 + 0{,}0123\, [h - 0{,}8\,(1 - s_T a)\, T]}$.

Setzt man in den Formeln VIII a und b, IX a und b $s_T = 0$, so entspricht die Stärke d einer Bettungsschicht unter dem Beton aus ganz dichtem Material (z. B. Ton) bestehend.

Die in Klammern überschriebenen Ziffernwerte sind zu nehmen, wenn der Schotter aus Ziegelsteinen, die nicht eingeklammerten, wenn derselbe aus Bruchsteinen besteht.

Diese Formeln haben aber, wie bereits gesagt, nur dann Gültigkeit, wenn auf die Betonsohlen nur der Auftrieb des Wassers wirkt. Dieser Fall würde z. B. auch bei nachgiebigem Grunde eintreten, wenn runde oder viereckige Brunnen versenkt und mit Boden hinterfüllt, schließlich unter Wasser in der Sohle ausbetoniert und nach Erhärtung des Betons leer gepumpt würden, ohne daß man die Seitenwände weiter belastete, wie dies Fig. 431, S. 217 andeutet. Ferner würden die Formeln auch bei nachträglicher Belastung der Brunnenwände richtig sein, wenn der Baugrund unter den Brunnenwänden durchaus unnachgiebig wäre (z. B. rissiger, wasserführender Fels, oder allenfalls sehr fest gelagertes Geröll).

Überall aber, wo der Baugrund unter den Wänden nachgiebig ist, muß eine Belastung derselben nach Einsetzen der Sohle Biegungsspannungen erzeugen, die zu den durch den Auftrieb des Wassers hervorgerufenen hinzutreten. Noch zusammengesetzter werden die Beanspruchungen der Sohle, wenn die Seitenwände nachträglich auf derselben aufgesetzt und mit Boden hinterfüllt werden, wie dies bei Schleusen und Dockbauten der Fall zu sein pflegt.

In diesem Falle sind bei nachgiebigem Untergrunde die mittelbaren und unmittelbaren Einwirkungen der Seitenwände auf die Sohle meist wichtiger als der Auftrieb. (Vergl. die Arbeit des Verfassers in d. Zeitschr. f. Bauw. 1892 S. 523).

Dieser Gegenstand bedarf daher einer eingehenderen Behandlung. Dabei soll, um kürzer sein zu können, auch die Berechnung von Betonsohlen unmittelbar angeschlossen werden, deren mittlere Teile im Trocknen oder mit Hilfe von Preßluft unter Wasser (vergl. Abschn. VI L dieses Kap.) nach Fertigstellung der Seitenwände eingesetzt werden.

Um ein recht klares Bild von den verschiedenen Einflüssen zu bekommen, welche auf Zerstörung der Sohle eines Docks oder einer Schleuse hinwirken, ist es zweckmäßig, dieselben der Reihe nach unabhängig von einander zu betrachten. Die auf eine Betonsohle einwirkenden Kräfte sind 1) das Gewicht der Sohle und der Seitenmauern, 2) der Erd- und Wasser-

druck gegen die Seitenflächen von außen, 3) das Gewicht und der Seitendruck des Wassers in dem Bauwerke, 4) endlich der Auftrieb und die Bodenreaktion gegen die Sohle.

Man betrachte einen Querschnittstreifen von der Tiefe = 1 und möglichst einfacher Gestalt, wie ihn nebenstehende Fig. 432 zeigt. Der Baugrund sei von gleichmäßiger, nachgiebiger Beschaffenheit. Dann muß die Gesamtreaktion (Auftrieb und Erdreaktion) $D = G_1 + G_2$ sein und so lange eine Verbiegung nicht stattfand, im Abstande $\frac{a+b}{2}$ vom mittleren Sohlenschnitte xx aus angreifen. Das Biegungsmoment infolge der Gewichte wird also:

Fig. 432.

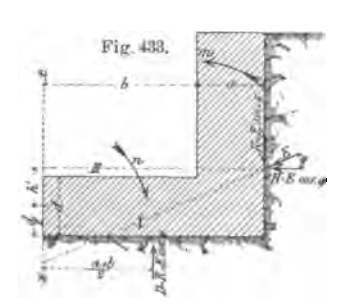
$$1)\quad M_G = G_1\left(b + \frac{a}{2}\right) + G_2\left(\frac{b+a}{2}\right) - D\left(\frac{b+a}{2}\right)$$

oder da $D = G_1 + G_2$, $M_G = G_1 \cdot \frac{b}{2}$.

Dies Moment dreht in der Richtung des gefiederten Pfeiles, sucht also die Sohle in der Mitte aufzubrechen und wächst mit G und b.

In weichem Untergrunde ist dies Moment, wie viele Sohlenbrüche z. B. bei beiden Schleusen des Kaiser Wilhelm-Kanales zu Brunsbüttel, zu Rendsburg, der zweiten Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven, der Hellinge und neuen Docks in Kiel u. a. a. O., deren Wände auf die durchgehende Sohle gesetzt wurden, zeigen, die Hauptursache der Zerstörung. Ist der Bruch erfolgt, so bilden sich in demselben bei durchlässigem Untergrunde Quellen, welche Boden mitreißen, die Sohle dadurch unterspülen und die weitere Zerstörung, namentlich auch Querrisse erzeugen. Der Auftrieb wird also erst gefährlich nach erfolgtem Bruche und braucht keineswegs die Ursache des Bruches zu sein.

Betrachten wir nun die Wirkung des Wasser- und Erddruckes gegen die Seitenwände, deren Resultante E sein möge. (Fig. 433.) Die Richtung dieses Druckes ist ungewiß. Nach den Versuchen von Donath (Zeitschr. f. Bauw. 1891 S. 492) wirkt der gegen eine unbewegliche Wand gerichtete Erddruck wahrscheinlich senkrecht zur Wandfläche (Lage *II* in Fig. 433). Macht die Wand aber infolge der Hinterfüllung eine geringe Kippbewegung, so wirkt derselbe, wie Haeseler im Handbuche der Ingenieur-Wissenschaften nachweist, unter dem Reibungswinkel (Richtung *I*), den man meist gleich dem natürlichen Böschungswinkel des Bodens zu nehmen pflegt. Hinterfüllt man nun eine Schleusenwand, welche auf der Betonsohle und auf weichem Baugrunde steht, fortlaufend während der Aufmauerung, so wird das Hinterfüllen eine Drehung der Mauer im Sinne des Pfeiles m, das wachsende Gewicht der Mauer aber eine Biegung der Sohle und damit eine Drehung der Mauer im Sinne des Pfeiles n bewirken, so daß dadurch die Richtung des Erddruckes zweifelhaft wird. Von dieser Richtung hängt es aber ab, ob der Einfluß von E auf die Sohle schädlich oder nützlich sei.


Fig. 433.

Zerlegt man E in seine beiden Seitenkräfte, die senkrechte (Reibung) $R = E \cdot \sin\varphi$ und die wagrechte $H = E \cdot \cos\varphi$, so wird der ersteren eine ebenso große Erdreaktion $D = E \cdot \sin\varphi$ entsprechen müssen, deren Hebelsarm in bezug auf die Sohlenmitte $\frac{a+b}{2}$ sein muß, so lange noch keine

Biegung der Sohle stattfand. Der Einfluß der Reibung R erzeugt also in der Sohlenmitte das Biegungsmoment:

$$2)\quad M_R = E \cdot \sin\varphi\,(a+b) - E \cdot \sin\varphi\left(\frac{a+b}{2}\right) = E \cdot \sin\varphi\left(\frac{a+b}{2}\right).$$

Das Moment wirkt in demselben Sinne wie M_G in Richtung des Pfeiles n, sucht also die Sohle in der Mitte aufzubrechen. Die Seitenkraft $H = E \cdot \cos\varphi$ dagegen erzeugt das entgegengesetzt drehende Moment 3) $M_H = h' \cdot E \cdot \cos.\ \varphi$, wirkt also günstig gegen das Aufbrechen. Außerdem erzeugt H noch in der Sohle die auf den ganzen Querschnitt $d \cdot 1$ gleichmäßig verteilte Druckspannung: $\frac{H}{d}$ für die Flächeneinheit. Da das Widerstandsmoment der Sohle in der Mitte $\frac{d^2 \cdot 1}{6}$ ist, so wird die durch den Erddruck erzeugte Gesamtspannung $k = \pm \frac{(M_R + M_H)}{\cdot d^2}\, 6 - \frac{H}{d}$.

Oder nach Eisetzung der Werte für M_R, M_H und H:

$$4)\quad k = \pm \frac{\left(E \cdot \sin\varphi\left(\frac{a+b}{2}\right) - E \cdot \cos.\ \varphi \cdot h'\right) b}{d^2} - \frac{E \cdot \cos.\ \varphi}{d} \text{ und zwar}$$

$$5)\quad k = + \frac{E}{d^2}\left[6 \cdot \sin\varphi\left(\frac{a+b}{2}\right) - 6 \cdot \cos.\ \varphi \cdot h' - d \cdot \cos.\ \varphi\right] \text{ für die Ober-}$$

kante der Sohle. Je nachdem die negativen oder das positive Glied in der Klammer überwiegt, wird diese Spannung eine Druck- oder Zugspannung sein. Für $3 \cdot \sin\varphi\,(a+b) = \cos.\ \varphi\,(6\,h + d)$ wird $k = o$. Der Wert von k wächst offenbar mit a, b und φ und zwar insofern in doppelter Weise mit φ, weil ein wachsendes φ nicht nur den $\sin\varphi$ im positiven Teile des Ausdruckes vergrößert, sondern auch zugleich $\cos.\ \varphi$ im negativen verkleinert. Da für ein bestimmtes Bauwerk a und b als nahezu unveränderlich gelten können, so muß man, um kleine oder gar keine Zugspannungen durch den Erddruck in der Sohlenoberkante zu erhalten, φ möglichst zu verkleinern suchen. Man muß also die Außenseite der Wand möglichst glätten und einen Hinterfüllungsboden wählen, der einen möglichst kleinen natürlichen Böschungswinkel hat. Es würde daher zur Hinterfüllung feiner, rundgeschliffener, reiner Sand, dessen natürlicher Böschungswinkel klein ist, der aber den vollen Druck des Grundwassers gegen die Wand zur Geltung kommen läßt, aus rein statischen Gründen für die Sohle am geeignetsten sein. Ob allerdings eine solche Hinterfüllung aus anderen Gründen zulässig oder unzulässig sei, ist eine andere Frage, die zu beantworten nicht hierher gehört.

Fig. 434.

Betrachtet man nun nach Fig. 434 den Einfluß, welchen die Wasserfüllung bis zu beliebiger Höhe h auf die Sohle teils unmittelbar als Last, teils mittelbar durch den Druck gegen die Seitenwand ausübt, so ist zunächst das durch dieselbe erzeugte Biegungsmoment in der Mitte:

$$6)\quad M_W = \frac{\gamma \cdot h^2}{2}\left(\frac{h}{3} + \frac{d}{2}\right) + h \cdot b \cdot \gamma \cdot \frac{b}{2} - h \cdot b \cdot \gamma\left(\frac{a+b}{2}\right).$$

Das letzte Glied stellt die linksdrehende Reaktion des Untergrundes (einschl. Auftrieb) dar, welche gleich dem Gewichte der Wasserfüllung sein muß (γ = Gewicht von 1 cbm). Etwas umgeformt lautet der Ausdruck:

$$7)\quad M_W = \frac{\gamma \cdot h}{2}\left[h\left(\frac{h}{3}+\frac{d}{2}\right) - a \cdot b\right].$$

Außer der Biegungsspannung durch dies Moment erzeugt der Horizontalschub des Wassers $H = \frac{\gamma \cdot h^2}{2}$ noch eine auf den ganzen Sohlenquerschnitt (d 1) gleichmäßig verteilte Zugspannung von der Größe $\frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot d}$ für die Flächeneinheit. Die größte Spannung (+ oben, — unten), wird also, da das Widerstandsmoment $= \frac{d^2}{6}$ ist,

$$8)\quad k = \pm \frac{3\gamma \cdot h \cdot}{d^2}\left[h\left(\frac{h}{3}+\frac{d}{2}\right) - a \cdot b\right] + \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot d}$$

oder die größte Spannung oben nach einiger Umformung:

$$9)\quad k_0 = \frac{\gamma \cdot h}{d}\left[\frac{h^2}{d} + 2\,h - \frac{3 \cdot a \cdot b}{d}\right].$$

k_0 ist eine Zugspannung, d. h. die Wasserfüllung sucht also die Sohle in der Mitte aufzubrechen, so lange $\frac{h^2}{d} + 2\,h > \frac{3\,a \cdot b}{d}$ ist. Die Spannung wird $= o$ für $\frac{h^2}{d} + 2\,h = \frac{3 \cdot a \cdot b}{d}$ oder für $h = -d \pm \sqrt{d^2 + 3 \cdot a \cdot b}$; die Sohle erhält auch in der Oberkante durch die Wasserfüllung Druckspannung, wenn $\frac{h^2}{d} + 2\,h < \frac{3 \cdot a \cdot b}{d}$ ist. Der letzte Fall ist der günstige, indem er die durch das Moment M_G erzeugte Zugspannungen an der Sohlenoberkante teilweise aufhebt Dieser tritt ein für kleinere Werte von h, während sehr hohe Wasserfüllungen einen Bruch der Sohle befördern.

Die vierte auf die Sohle wirkende Kraft, die Reaktion D, haben wir bisher stets gleichmäßig verteilt, den Hebelarm, an dem sie wirkt, also $\frac{a+b}{2}$ angenommen. Das Moment, welches D erzeugt, wirkt stets M_G entgegen, also günstig. Es ist daher vorteilhaft, $D \cdot \frac{a+b}{2}$ möglichst groß zu erhalten. Da aber die Größe D = der Summe aller von oben nach unten wirkenden Kräfte bei einem bestimmten Bauwerke und bestimmter Hinterfüllung als gegeben zu betrachten ist, so kann dem Momente nur durch Vergrößerung des Hebelarmes ein größerer Wert gegeben werden, indem man die Reaktion nicht gleichmäßig, sondern vielmehr so zu verteilen sucht, daß ihre Mittelkraft in größerem Abstande als $\frac{a+b}{2}$ von der Sohlenseite aus angreift.

Diese hier durch Rechnung an einem einfachen Querschnitte nachgewiesenen Einflüsse der einzelnen Kräfte hat Verf. in seiner oben erwähnten Arbeit in der Zeitschr f. Bauwesen an einem komplizierten Querschnitte zeichnerisch ermittelt, indem er die Drucklinien einzeichnete, welche sich aus den verschiedenen Belastungen ergaben. Fig. 435 zeigt diese Untersuchung. Die strichpunktierte Drucklinie fast in der Mitte der Sohle entspricht der Annahme, daß das Dock im Inneren wasserleer ist, daß aber im Hinterfüllungsboden außen das bis zur Oberkante der Seitenwand

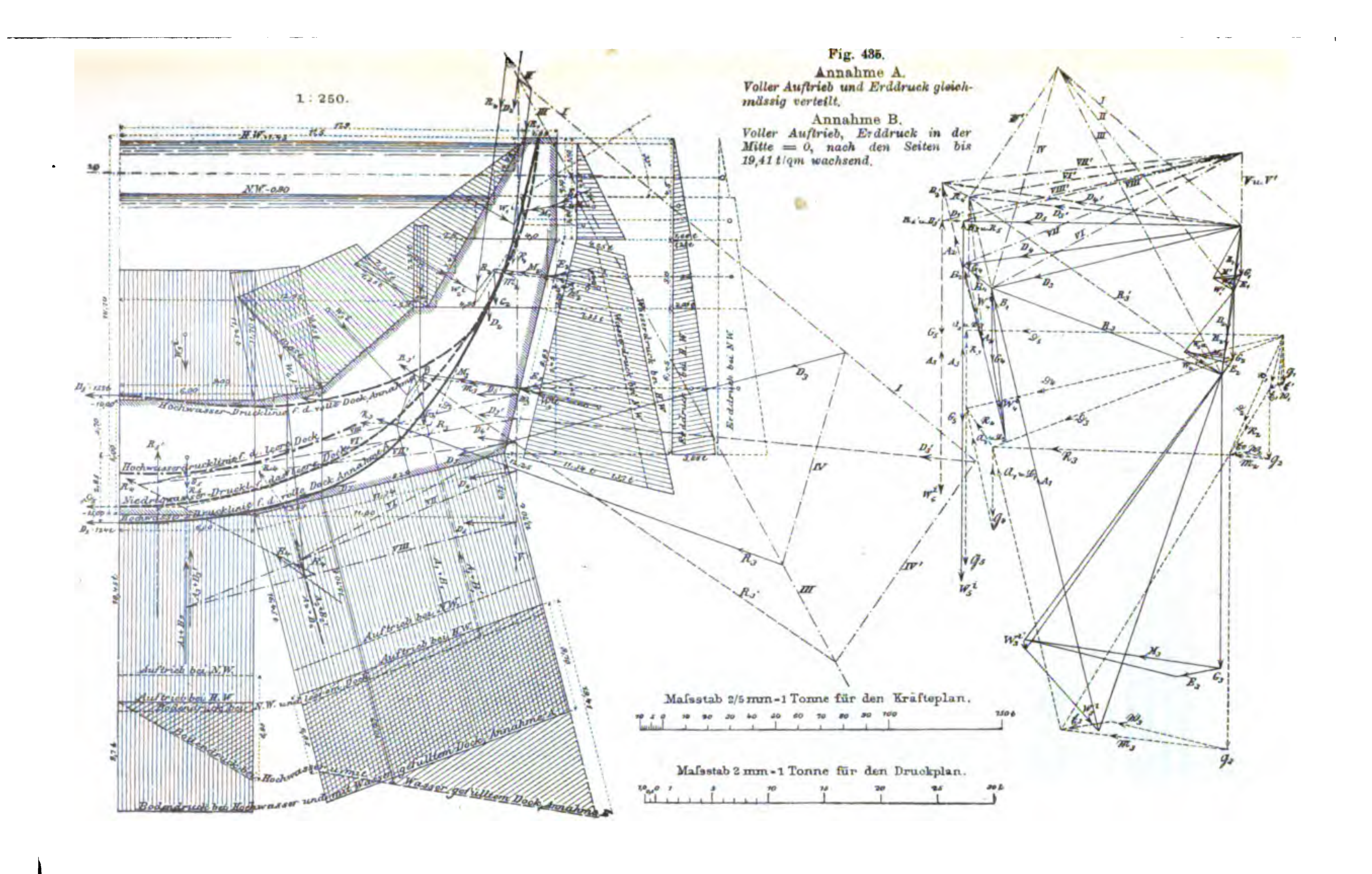
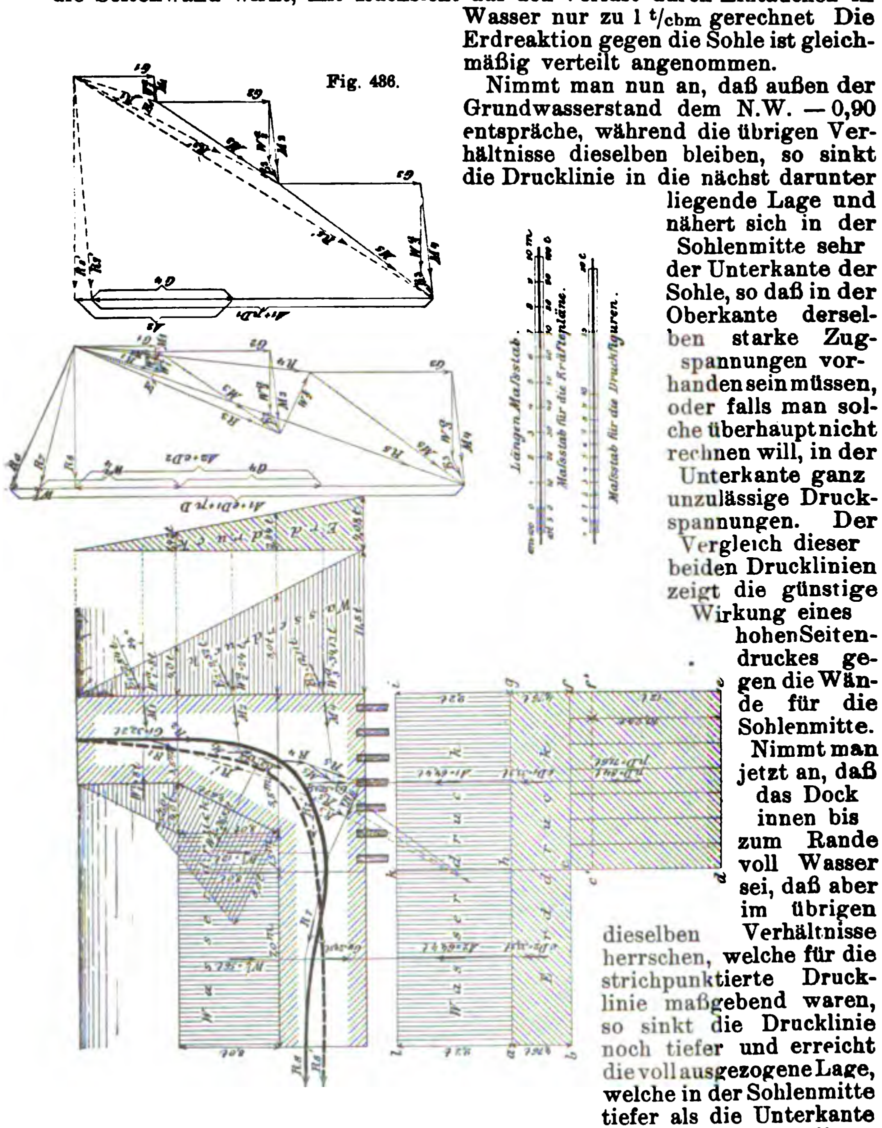

1 : 250.
Annahme A.
Voller Auftrieb und Erddruck gleichmässig verteilt.
Annahme B.
Voller Auftrieb, Erddruck in der Mitte = 0, nach den Seiten bis 19,41 t/qm wachsend.
Hochwasser-Drucklinie f. d. volle Dock, Annahme A.
Hochwasserdrucklinie f. d. leere Dock
Niedrigwasser-Drucklinie f. d. leere Dock
Auftrieb bei N.W.
Auftrieb bei H.W.
Erddruck bei N.W.
Mafsstab 2/5 mm = 1 Tonne für den Kräfteplan.
Mafsstab 2 mm = 1 Tonne für den Druckplan.

Fig. 435.

hinaufreichende Grundwasser den vollen Druck ausübe und der Auftrieb gegen die Sohle voll zur Geltung komme. Das Gewicht des Bodens ist zur Berechnung des Erddruckes, welcher außer dem Wasserdrucke gegen die Seitenwand wirkt, mit Rücksicht auf den Verlust durch Eintauchen in Wasser nur zu 1 t/cbm gerechnet Die Erdreaktion gegen die Sohle ist gleichmäßig verteilt angenommen.


Fig. 486.

Nimmt man nun an, daß außen der Grundwasserstand dem N.W. — 0,90 entspräche, während die übrigen Verhältnisse dieselben bleiben, so sinkt die Drucklinie in die nächst darunter liegende Lage und nähert sich in der Sohlenmitte sehr der Unterkante der Sohle, so daß in der Oberkante derselben starke Zugspannungen vorhanden sein müssen, oder falls man solche überhaupt nicht rechnen will, in der Unterkante ganz unzulässige Druckspannungen. Der Vergleich dieser beiden Drucklinien zeigt die günstige Wirkung eines hohen Seitendruckes gegen die Wände für die Sohlenmitte. Nimmt man jetzt an, daß das Dock innen bis zum Rande voll Wasser sei, daß aber im übrigen dieselben Verhältnisse herrschen, welche für die strichpunktierte Drucklinie maßgebend waren, so sinkt die Drucklinie noch tiefer und erreicht die voll ausgezogene Lage, welche in der Sohlenmitte tiefer als die Unterkante liegt, also unbedingt Zugspannungen voraussetzt. Ein Vergleich dieser Drucklinie mit derjenigen für das leere Dock bei sonst gleichen Verhältnissen (strichpunktiert) läßt den Nachteil sehr hoher Wasserfüllungen erkennen.

Nimmt man endlich an, daß bei dem ganz mit Wasser angefüllten Dock die Erdreaktion nicht mehr gleichmäßig verteilt sei, wie bisher

sondern daß die Druckfigur ein Dreieck bilde mit der Spitze in der Sohlenmitte, so hebt sich die Drucklinie so stark, daß sie in der Sohlenmitte über der Sohle liegt, so daß also unten Zugspannungen vorhanden sein müßten, die übrigens, weil sie die Sohle nicht aufbrechen, bezw. weil eine unten gerissene Sohle immer noch Druckspannungen übertragen kann und dicht bleibt, nicht so gefährlich sind als die Zugspannungen oben.

Der Vergleich dieser höchsten mit der tiefstliegenden Drucklinie zeigt den günstigen Einfluß der ungleichen Verteilung der Reaktion gegen die Sohle.

Eine solche Verteilung wird nun dadurch möglich, daß man die Widerstandsfähigkeit — die Festigkeit des Baugrundes — ungleich macht; denn die festeren Teile des Baugrundes werden gegen den als starr anzusehenden Körper des Bauwerkes einen stärkeren Druck ausüben als die nachgiebigeren. Um also die Mittelkraft D der Reaktion mehr nach den Enden der Sohle hin zu verlegen, kann man entweder den Baugrund unter der Sohlenmitte künstlich lockern oder umgekehrt unter den Seitenwänden durch Pfahlrost tragfähiger machen. Bei der ersten Anordnung würde man — abgesehen davon, daß dieselbe bei manchen Bauwerken, z. B. Schleusen, aus anderen Gründen nicht statthaft ist — sich in keiner Weise Rechenschaft über die Standsicherheit des Bauwerkes geben können, wenn schon diese zweifellos gewinnen würde. Etwas besser steht es in dieser Beziehung bereits mit der Anordnung eines Pfahlrostes unter den Seitenwänden. Wenn man in diesem Falle von einer Vermehrung der Tragfähigkeit des Baugrundes selbst durch Verdichtung absieht, da letztere ohnehin bei vielen Erdarten auf die Dauer zweifelhaft ist, so kommt zu der unter dem ganzen Bauwerk gleichmäßigen Tragfähigkeit des Bodens unter den Seitenwänden noch die Tragfähigkeit der Rostpfähle hinzu, die durch Versuche ermittelt und je nach dem gleichmäßigen oder ungleichmäßigen Abstande der Pfähle voneinander als gleichmäßig oder ungleichmäßig verteilt angenommen werden muß. Die Tragfähigkeit wird dabei in ihrer ganzen Größe, d. h. ohne Sicherheit eingeführt.

Fig. 436 zeigt eine derartige zeichnerische Berechnung eines Dockquerschnittes. Es sind dabei folgende Annahmen gemacht. Gewicht des Mauerwerkes 2,3 $^{t}/_{cbm}$, Hinterfüllung der Wand vollkommen durchlässig, daher voller Wasserdruck gegen die Außenfläche und außerdem der Erddruck; das Gewicht des in Wasser eingetauchten Bodens aber nur 1 $^{t}/_{cbm}$, nat. Böschungswinkel (unter Wasser) 24°. Grundwasserstand außerhalb des Bauwerkes bis zur Oberkante. Baugrund wenig tragfähig, aber wasserdurchlässig, sodaß der Auftrieb = 0,4 des vollen Auftriebes beträgt. Die Tragfähigkeit der Pfähle ist durch Versuch zu nur 12 ^{t} für den Pfahl ermittelt. Es ist zunächst der ungünstige Fall untersucht, daß das Dock bis oben voll Wasser ist, für welchen bei gleichmäßiger Verteilung der Erdreaktion die Stützlinie in der Sohlenmitte wahrscheinlich unter die Sohlenmitte hinaustreten würde. Von oben nach unten wirken:

die Gewichte des Mauerwerkes zusammen	=	188,6 ^{t}
das Gewicht der Wasserfüllung	=	80 ^{t}
die senkrechte Seitenkraft des Erddruckes	= etwa	10,8 ^{t}
	zusammen	279,4 ^{t}

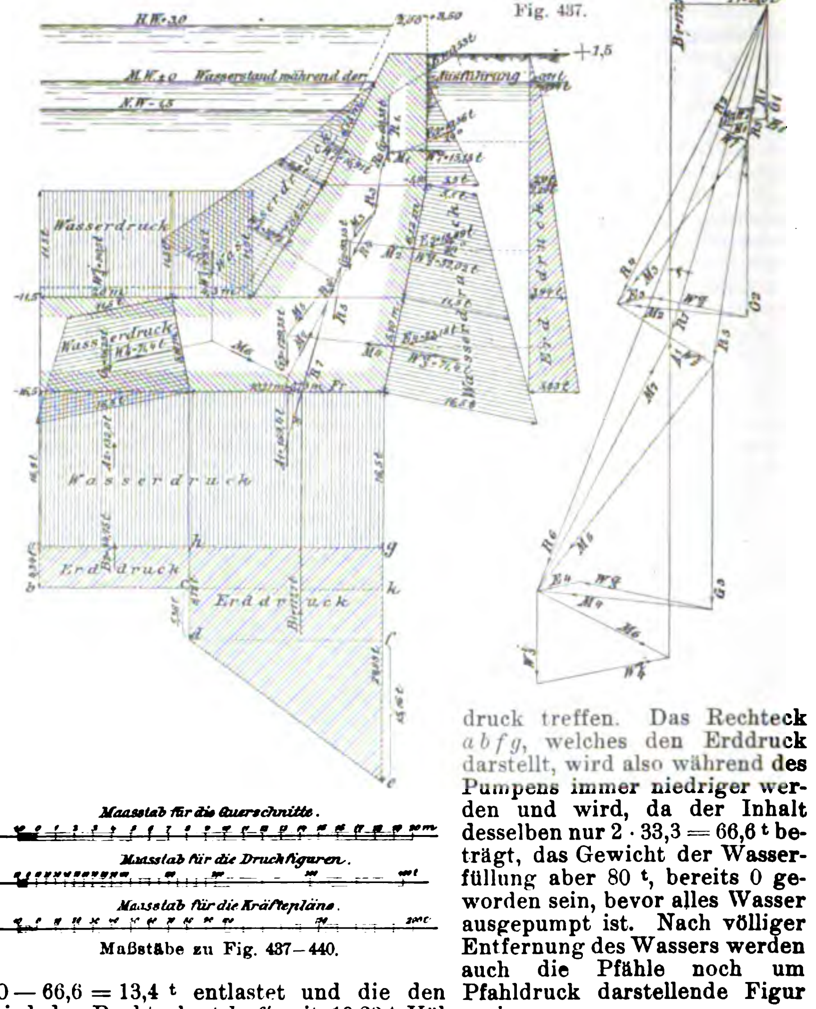
diese lotrechten Kräfte werden aufgenommen:

durch den Auftrieb = 14 · 11,5 · 0,8	=	128,8 ^{t}
durch 7 Pfähle zu je 12 ^{t}	=	84 ^{t}
		212,8 ^{t}

Es bleiben also noch vom Boden aufzunehmen 279,4 — 212,8 = 66,6 ^{t}. Die Höhe der Erddruckfläche ist bei 14 ^{m} Länge also $\frac{66,6}{14} = 4,76$ ^{t} (Linie $a\,b$ bezw. $g\,f$ in der Fig.). Da die 7 Pfähle gleiche Abstände (1 ^{m}) voneinander haben, so ist auch ihre gemeinsame Druckfigur ein Rechteck ($c\,d\,e\,f$)

von 7 m Grundlinie und 14 t/m Höhe, also 84 t Inhalt. Im linken Kräfteplane sind die sämtlichen am Querschnitte angreifenden Kräfte in bekannter Weise zusammengesetzt, und es ist dann mit Hilfe desselben die im Querschnitt eingetragene, stark ausgezogene Drucklinie gezeichnet.

Wird das Dock leergepumpt, so muß im Verhältnis des sich mindernden Wassergewichtes auch die Summe der von unten nach oben wirkenden Reaktionskräfte abnehmen, und zwar muß, da der Auftrieb nicht fortfallen kann, die Verminderung zunächst den Erddruck und demnächst den Pfahl-



Maßstäbe zu Fig. 437—440.

druck treffen. Das Rechteck $a\,b\,f\,g$, welches den Erddruck darstellt, wird also während des Pumpens immer niedriger werden und wird, da der Inhalt desselben nur $2 \cdot 33{,}3 = 66{,}6$ t beträgt, das Gewicht der Wasserfüllung aber 80 t, bereits 0 geworden sein, bevor alles Wasser ausgepumpt ist. Nach völliger Entfernung des Wassers werden auch die Pfähle noch um $80 - 66{,}6 = 13{,}4$ t entlastet und die den Pfahldruck darstellende Figur wird das Rechteck $c'\,d\,e\,f'$ mit 10,23 t Höhe sein.

Im rechten Kräfteplan sind die an dem Querschnitte jetzt noch wirkenden Kräfte unter Beibehaltung derselben Buchstaben, aber die Resultanten R mit Index (') versehen, zusammengesetzt. Die zu diesem Kräfteplan gehörige Drucklinie im Querschnitte ist die gestrichelte, welche in der Achse fast die Mitte der Sohle hält. Beide Drucklinien liegen so

günstig, daß offenbar die Sohle noch schwächer gemacht werden könnte. Die Linie *b c d e* möge Verteilungslinie genannt werden, weil ihr Verlauf die Verteilung der veränderlichen Reaktion kennzeichnet. Wären die Pfähle nicht gleichmäßig verteilt, sondern nähmen die Entfernungen derselben z. B. von der Sohlenmitte nach dem Sohlenende hin ab, so würde *d e* nicht mehr eine Gerade, sondern eine treppenartig gebrochene Linie oder statt dessen eine die Stufen der Treppe ausgleichende Kurve (bezw. eine schräge Gerade) sein. Wären auch unter dem mittleren Teile der Sohle Pfähle, aber in größeren Abständen von einander gerammt, so würde man auch hier eine entsprechend gestaltete Druckfigur für die Reaktion der Pfähle erhalten.

Fig. 438.

Wenn schon es möglich ist, sich in dieser Weise ein Bild vom Verlaufe der Drucklinie im Querschnitte zu verschaffen, so ist dasselbe immerhin wegen der verschiedenen Annahmen (alle Pfähle gleich tragfähig, desgl. der Boden) ein weniger genaues, als dasjenige, welches man erhält, wenn man die Sohle nicht einheitlich durchführt, sondern erst die Seitenwände fertig stellt und danach den mittleren Teil der Sohle einfügt.

Diese Theorie wurde vom Verf. gelegentlich der Bearbeitung des Entwurfes der beiden Trockendocks Nr. 5 und 6 in Kiel aufgestellt. Ihre Richtigkeit hat sich beim Bau dieser Docks vollkommen bestätigt. Leider wurde bei der Ausführung, bei der Verf. nicht mehr mitwirkte, da er inzwischen nach Wilhelmshaven versetzt war, der Sohlenschlitz fortgelassen und wurden statt dessen Eiseneinlagen in die Sohle gemacht.

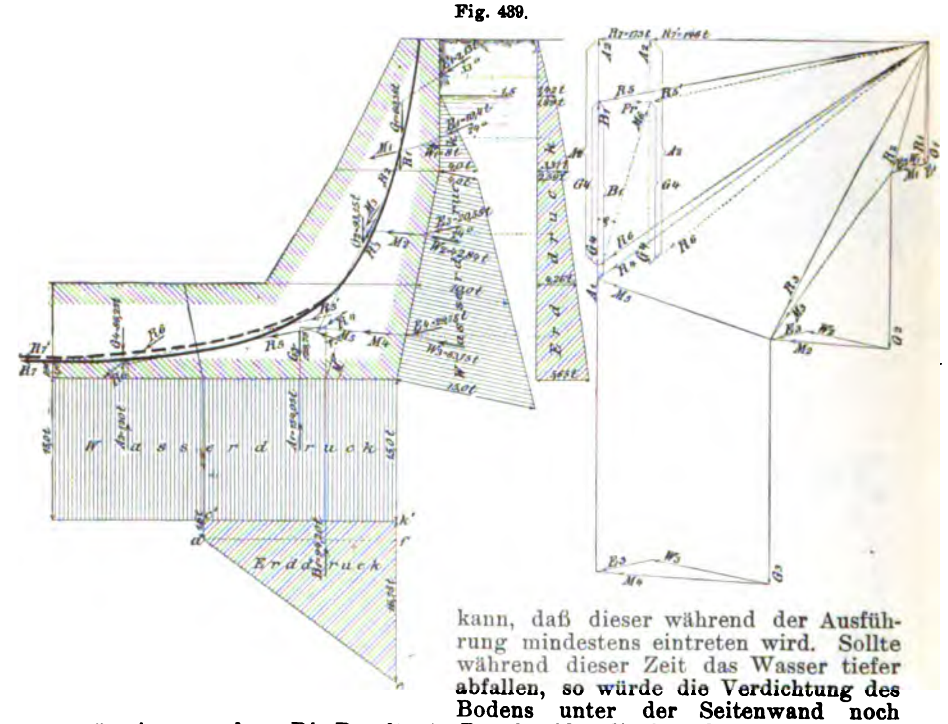
Trotz dieser Eiseneinlagen haben die Sohlen Längsrisse bekommen (Zeitschr. f. Bauw. 1905 S. 121), die bei Sohlenschlitzen sicher vermieden wären, selbst wenn man die unter Kap. I Abschn. I. F. d. 6 gerügte Schüttung aus Schotter ohne Mörtel beibehalten hätte.

Übrigens brauchen diese Risse, die trotz der Eiseneinlagen sich zeigten, von letzteren nicht abzuschrecken. Die Eiseneinlagen in Kiel sind insofern nicht zweckmäßig angeordnet, als die einzelnen Teile der Eisen durch ineinander greifende Augen verbunden waren. Bei dieser Verbindung muß man immer auf ein Nachgeben in den Augen gefaßt sein. Besser einfaches Nebeneinanderlegen gerader Stangen oder Verschraubung wie bei den neuen Docks in Wilhelmshaven, die keine Risse zeigen.

Hierfür nachstehendes Beispiel. Es sei ein Dock mit Hilfe von Preßluft in der weiter unten im Kap. II Abschn. VI. L zu beschreibenden

Weise herzustellen, und zwar zunächst die Seitenmauern im Rohbau. Darauf sei die Sohle im Rohbau dazwischen zu setzen, dann der ganze Rohbau leer zu pumpen und in freier Luft zu verblenden. Baugrund und Hinterfüllungserde sind reiner, wenig fester Sand, in welchem der volle Wasserdruck zur Geltung kommt. Gewicht des Hinterfüllungsbodens über Wasser 1,77 t/cbm, unter Wasser nach Abzug des Auftriebes 1 t/cbm; der natürliche Böschungswinkel betrage über Wasser 33°, unter Wasser 24°; das Gewicht des Granitbetons sei 2,3 t/cbm. Die Seitenwand werde vor dem Einsetzen der Sohlenmitte bis zur Ord. + 1,5 mit Boden hinterfüllt. Es wird nun zunächst die Bodenpressung unter der Seitenwand in bekannter Weise mit Berücksichtigung des Erd- und Wasserdruckes gegen die Flächen der Wand und des Auftriebes gegen die Sohle ermittelt. (Fig. 437.) Dabei wird der mittlere Wasserstand + 0 zugrunde gelegt, weil man annehmen

Fig. 439.



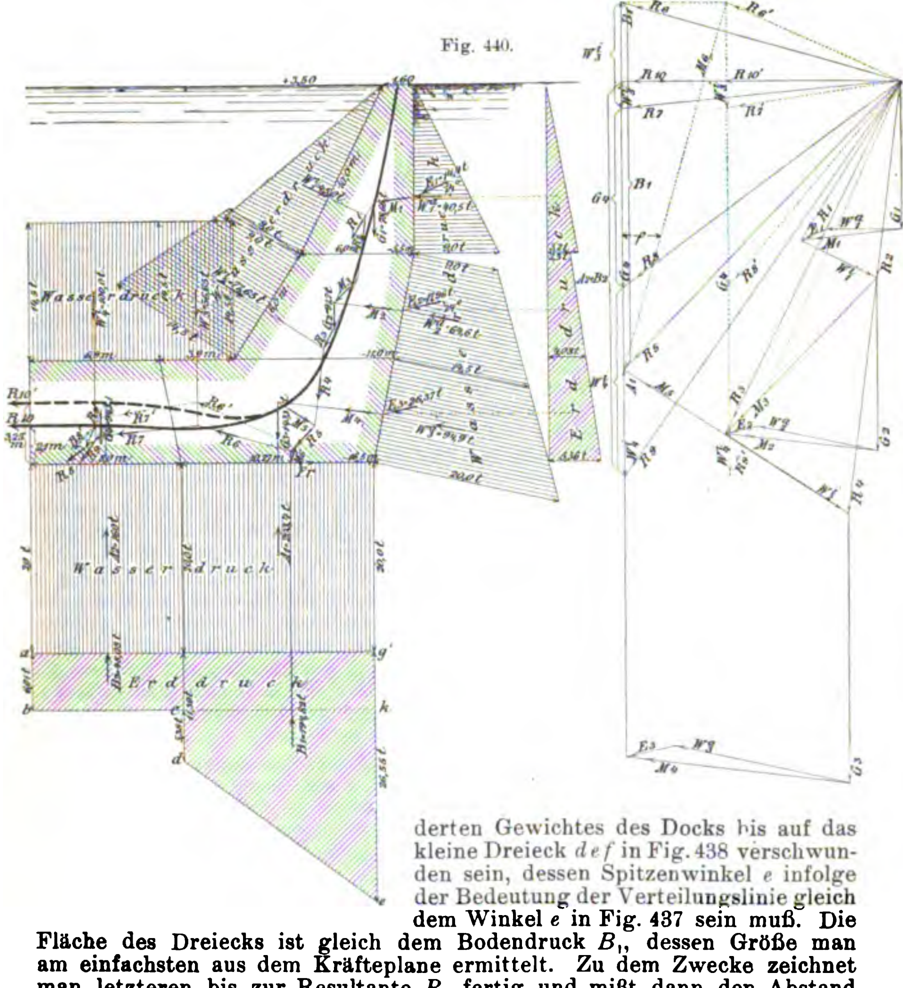
kann, daß dieser während der Ausführung mindestens eintreten wird. Sollte während dieser Zeit das Wasser tiefer abfallen, so würde die Verdichtung des Bodens unter der Seitenwand noch günstiger werden. Die Resultante R_7 schneidet die Grundlinie 0,75 m rechts von der Mitte. Infolgedessen wird der Bodendruck durch das Trapez *h d e g*, dessen Fläche gleich der senkrechten Seitenkraft B_1 (177,7 t) von R_7 ist (siehe Kräfteplan) bezeichnet. Die wagrechte Seitenkraft (51 t) = *Fr* wird durch die Reibung am Boden aufgenommen. Der Reibungswinkel ist δ, $tg\ \delta = \frac{Fr}{B_1}$ (Kräfteplan).

Wird jetzt der mittlere Sohlenteil ebenfalls unter Wasser eingefügt, so liefert dieser die Bodenbelastung B_2, die als gleichmäßig verteilt angenommen werden kann. Die Linie *a b c d e f g* ist jetzt wieder die Verteilungslinie für den Bodendruck. Es ist angenommen, daß die Seitenwand im Rohbau vor Einsetzung des mittleren Sohlenteiles nur bis + 1,5 fertig gestellt werde, während die weitere Aufmauerung bis + 3,5 zugleich

mit der Verblendung des Bauwerkes ausgeführt werden soll. (Punktierte Linie in Fig. 437). Es war dies geschehen unter der Voraussetzung, daß ein höheres Ansteigen des Wassers als + 1,5 während der Ausführung der Verblendung höchst unwahrscheinlich sei.

Denken wir uns nun, daß das im Rohbau fertige Dock abgeschlossen und allmählich leer gepumpt werde, während außen (im Boden) zufällig der hohe Grundwasserstand + 1,5 vorhanden sei, so wird die Erdreaktion sowohl infolge des gewachsenen Auftriebes als auch wegen des vermin-

Fig. 440.



derten Gewichtes des Docks bis auf das kleine Dreieck def in Fig. 438 verschwunden sein, dessen Spitzenwinkel e infolge der Bedeutung der Verteilungslinie gleich dem Winkel e in Fig. 437 sein muß. Die Fläche des Dreiecks ist gleich dem Bodendruck B_1, dessen Größe man am einfachsten aus dem Kräfteplane ermittelt. Zu dem Zwecke zeichnet man letzteren bis zur Resultante R_5 fertig und mißt dann den Abstand des Punktes I von der Wagrechten OII. Fügt man zu dieser senkrechten Kraft das Gewicht von G_4 hinzu und zieht den Gesamtauftrieb $A_1 + A_2$ von dieser Summe ab, so bleibt der g a n z e Bodendruck übrig. Ist dieser Bodendruck größer als das Trapez $cdek$ in Fig. 437, so wird der Überschuß des Bodendruckes über den Inhalt dieses Trapezes gleichmäßig (als Rechteck) über die ganze Docksohle verteilt. Man erhält dann also als

B_1 eine Druckfigur, welche aus einem Trapez $= c\,d\,e\,k$ in Fig. 437 und einem Rechteck besteht, welches je nach Umständen $\lesseqgtr h\,c\,k\,g$ ebendaselbst sein wird. In Fig. 440 ist dies Rechteck z. B. größer. Ferner erhält man als B_2 ein Rechteck, welches ebenfalls $\lessgtr$ als $a\,b\,c\,h$ in Fig. 437 sein kann. (In Fig. 440 ebenfalls größer.) Im Falle Fig. 438 ist also nur das Dreieck $d\,e\,f$ als Bodendruck B_1 vorhanden. Nach Berechnung des Bodendruckes kann man nun den Kräfteplan vollenden und mit Hilfe desselben die Drucklinie im Querschnitt einzeichnen.

Es bleibt hierbei noch eine Frage in betreff der Reibung zu erledigen, welche unter dem seitlichen Sohlenteile vorhanden sein kann, weil sie während der Ausführung und Hinterfüllung der Seitenwand den Schub des Bodens aufnahm. Da nicht einzusehen ist, weshalb sie nach Einsetzung des mittleren Sohlenstückes verschwinden sollte, so ist man berechtigt, sie auch bei den Untersuchungen am fertigen Dock beizubehalten und zwar möge der Reibungswinkel stets gleich dem in Fig. 437 ermittelten (δ) genommen werden.[1])

Die Berücksichtigung der Reibung hebt die Drucklinie in der Sohle und zwar um so mehr, je größer B_1 ist. Bei der Untersuchung in Fig. 438 entspricht dem kleinen Werte von B_1 auch nur eine geringe Lagen-Aenderung der wagrechten Ordinate R_9 in der Sohlenmitte. Im Kräfteplan und im Querschnitte entsprechen die punktierten Linien und die mit einem Strich als Index versehenen Kräfte der Berücksichtigung der Reibung. Für die ausgezogenen dagegen ist die Reibung vernachlässigt. Rechnet man ohne die Reibung, so erhält man also eine etwas zu tief liegende, d. i. (meistens) ungünstigere Drucklinie, als sie in Wahrheit sein dürfte. In Fig. 438 ist nur die Drucklinie ohne Berücksichtigung der Reibung als starke Linie dargestellt.

Fig. 439 zeigt eine Untersuchung des noch nicht verblendeten, leeren Docks bei niedrigstem Grundwasserstande — 1,5. Infolge der Verminderung des Auftriebes ergibt sich hier ein größerer Wert von B_1. Als Fläche dargestellt bildet derselbe das Trapez $c'\,d\,e\,k'$, welches das Dreieck $d\,e\,f$ aus Fig 437 voll enthält, dessen Rechteck $c'\,d\,f\,k'$ aber niedriger ist als $c\,d\,f\,k$ in Fig. 437. Die ausgezogene Drucklinie ist wieder ohne Berücksichtigung der Reibung, die gestrichelte mit Berücksichtigung derselben gezeichnet. Letztere liegt in der Sohlenmitte etwa $0{,}2^{\mathrm{m}}$ höher als erstere. Vergleicht man die ausgezogene Drucklinie in Fig. 439 mit derjenigen in Fig. 438, so erkennt man den für die Sohlenmitte günstigen Einfluß eines starken Schubes gegen die Seitenwand.

Endlich ist noch in Fig. 440 der fertige Dockquerschnitt untersucht für den Fall, daß innen und außen der höchste Wasserstand + 3,5 vorhanden und die Seitenwand ganz mit Boden hinterfüllt sei. Trotz des gegen die Ausführung (Fig. 437) größeren Auftriebes ist hier der Gesamt-Erddruck sowohl als auch jeder einzelne Teil (B_1 und B_2) größer als in Fig. 437. Die Verteilungslinie $b\,c\,d\,e$ ist in ihrer ganzen Lage vorhanden, $c\,d$ ist wie in Fig. 437 $= 5{,}38^{\mathrm{t}}$, aber das Rechteck $a'\,b\,k\,g'$ ist hier höher, als $a\,b\,k\,g$ ebenda. Die ausgezogene Drucklinie ist wieder ohne Berücksichtigung der Reibung, die gestrichelte mit Berücksichtigung derselben dargestellt. Letztere liegt bedeutend höher als erstere, beide aber sehr günstig, während die Drucklinie unter die Sohle fallen würde, wenn die Seitenwand auf eine durchgehende Sohle aufgemauert und infolgedessen die Erdreaktion gleichmäßig verteilt anzunehmen wäre.

---

[1]) In der ersten Arbeit des Verf. über diesen Gegenstand Zeitschr. f. Bauw. 1892 S. 523 u. f. ist eine etwas abweichende Annahme gemacht, die aber nur in den seltensten Fallen wenig abweichende Ergebnisse liefert. Vergl. auch Handbuch der Ing.-Wissenschaften 4. Aufl. 3. Teil Wasserbau, Achter Band, die Schiffsschleusen § 6.

Wie die Pressung im Verblendungsmauerwerk, welches spannungslos dem in Spannung befindlichen Rohmauerwerk vorgesetzt wird, berechnet werden kann, ist vom Verf. in der Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 542, sowie im Handbuch d. Ing.-Wissenschaften, Kap. Schiffsschleusen § 6, gezeigt. Ebendaselbst ist auch die Berechnung eines Dockquerschnittes durchgeführt, wenn angenommen wird, daß zunächst die Seitenwände und dann der mittlere Sohlenteil, aber beide in trocken gelegter Baugrube hergestellt werden.

Noch ist zu bemerken, daß man bei der zuletzt besprochenen Bauweise (Einsetzen der Sohle zwischen die vorher fertig gestellten Wände) die Mittelkraft der Erdreaktion gegen die Sohle nach Bedarf noch mehr nach dem Ende derselben hin verlegen kann, wenn man die Seitenwand erst nach Einsetzung der Sohle mit Boden hinterfüllt.[1])

Selbstverständlich muß das Gewicht des Mauerwerkes eines leeren Docks und dem Reibungs-Widerstande an den Wänden stets größer sein als der größte Auftrieb.

Hinsichtlich der Verwendung von natürlichen Steinen bezw. Backsteinen als Schottermaterial erscheint hier noch die Bemerkung nötig, daß, um an allen Stellen einer Betonschüttung übereinstimmende Festigkeit zu erzielen, die Festigkeit des Schottermateriales nicht hinter der des Mörtels zurückbleiben darf. Bei gutem Mörtel wird daher auch die Verwendung eines guten Schottermateriales ökonomisch vorteilhaft sein, und umgekehrt, bei weniger gutem, die eines geringen. Bei Verwendung eines fetten Zementmörtels beispielsweise würde es unzweckmäßig sein, Schottermaterial aus losen Backsteinen zu verwenden.

Es sei hier nochmal davor gewarnt, eine Schicht Schotter oder Kies ohne Mörtel unter Betonsohlen zu schütten. Vergl. Kap. I Abschn. I F. d. 6.

Wegen der weiteren Ausführung von Betongründungen unter Wasser ist bereits in dem Abschnitte I F. d Versenk-Einrichtungen des Kapitel I (Seite 92) das erforderliche mitgeteilt, indem die verschiedenen Geräte, sowie auch besondere Ausführungsweisen beschrieben sind.

III. Pfahlrost und eiserne Pfähle.

A. Allgemeines.

Bei der Anwendung eines Pfahlrostes sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Die Pfähle stehen ihrer ganzen Länge nach in einem Boden von nahezu gleicher Festigkeit, auf den sie ihre Belastung fast ausschließlich durch die Reibung an den Seitenwänden übertragen.

2. Die Pfähle stehen mit ihren Spitzen auf, oder in festem Grunde, während sich der übrige Teil in ganz losem Erdreich (Schlamm oder dergl.) befindet. In letzterem Falle geben die Pfähle größtenteils durch unmittelbaren Druck auf den festen Baugrund ihre Last ab, während die Tragfähigkeit des darüber liegenden Bodens nicht in Frage kommt.

Der erste Fall (Übertragung durch Reibung) wird eintreten: a) bei elastischem Boden, z. B. Ton, bei welchem gleichzeitig eine Verdichtung des Bodens stattfindet, auf die indessen, wie schon S. 195 erwähnt, für die Dauer nicht zu rechnen ist. b) bei gemischten Erdarten, die in so schwachen Schichten wechseln, daß eine einzelne derselben das Bauwerk zu tragen nicht im Stande ist. c) benutzt man die Übertragung durch Reibung auch bei starken Sandschichten namentlich in Flußbetten, welche zwar genügende Tragfähigkeit besitzen, aber leicht durch die Strömung in Bewegung gesetzt werden können. Der Pfahlrost bildet in diesem Falle eine Art von Ersatz-Fundament, auf dessen Leistung man nur für die un-

---

[1]) Über die Standsicherheit von Schleusen und Trockendocks siehe auch Zeitschr. 1 Bauw. 1891, S. 587. Annales des ponts et chauss. 1888 März, S. 434. Engineering Juli f.893, S. 58.

günstigsten Fälle rechnet. Da in allen diesen drei Fällen gleichzeitig auf Verdichtung des Bodens hingewirkt werden soll, wird die Stellung der Pfähle zweckmäßig „mit Versetzung“ gewählt (nicht Pfahl neben Pfahl), weil bei Versetzung die Verdichtung eine gleichmäßigere wird.

Übrigens erscheint von den drei Anwendungen der Übertragung der Last des Bauwerkes durch die Reibung die unter b als die richtigste. Diejenige unter a wird man meistens besser durch Verbreiterung des Fundamentes (Betonbettung, Sandschüttung usw.) ersetzen, diejenige unter c durch gehörige Sicherung des Fundamentes gegen Unterspülung (Steinschüttung, Senkfaschinen).

Man unterscheidet außerdem zwischen tiefem Pfahlrost, d. h. solchem bei dem die Pfähle kurz oberhalb des Grundes abgeschnitten werden (deshalb auch Grundpfähle genannt) und hohem Pfahlrost, bei welchem die Pfähle hoch hinauf, oft bis dicht unter, oder sogar noch über den niedrigsten Wasserstand, hinaufreichen.

In letzterem Falle füllt man den Raum zwischen den Pfählen bis zum Grunde mit Steinschüttung oder Senkfaschinen aus, Fig. 441 u. 442. Ebenso verfährt man bei Grundpfählen, wenn man Grundschwellen und Zangen über dieselben zur Aufnahme des Fundam. legt, und wenn es nicht darauf ankommt, daß der Belag wasserdicht sei, Fig. 443.

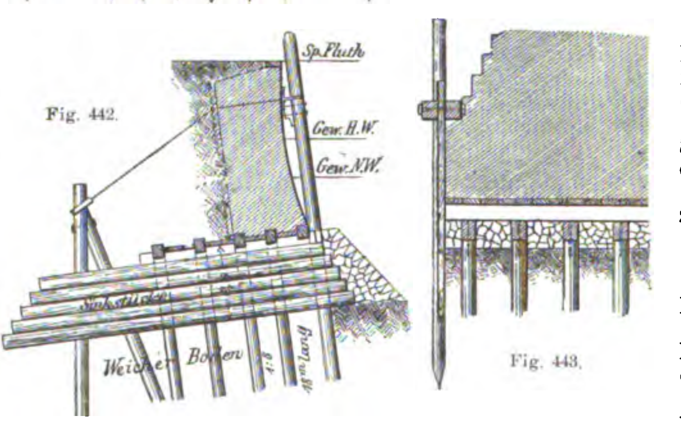


Fig. 441.

Fig. 442.

Fig. 443.

Will man letzteres erreichen, wie es z. B. bei hölzernen Schleusenböden nötig, so stellt man zwischen den Pfahlköpfen einen Tonschlag her. Die Entfernung der Pfähle, welche sich nach der Tragfähigkeit des Grundes und nach der Belastung richtet, und leicht annähernd durch Rechnung ermittelt werden kann, wird nach praktischen Rücksichten gewöhnlich zu 0,75—1,25 ^{m} angenommen.

Bei Pfahlrost unter Bauwerken, die wie Kaimauern durch ihr Gewicht wirken sollen, ist darauf zu achten, daß der Auftrieb das Gewicht des Mauerwerkes nicht vermindere. Man mache daher den Bohlenbelag möglichst dicht, sodaß das Wasser von der Sohle des darauf stehenden Mauerkörpers abgeschlossen ist. Der Bohlenbelag ist dann auf den Holmen und diese sind wieder auf den Pfählen in genügender Weise zu befestigen, um den ganzen Auftrieb auf letztere übertragen zu können. Man wird also die unterste Mauerschicht auf dem Bohlenbelage gut in fettem Mörtel verlegen müssen, um keine wasserdurchlassende Fuge zu erhalten. Desgl. sollte die Mittelkraft aus Erdschub und Mauergewicht das mittlere Drittel dieser Fuge nie verlassen, damit ein Klaffen an der Rückseite ausgeschlossen bleibe. Vergl. den folg. Abschn. B.

B. Der hohe Pfahlrost.

Literatur.

Kaibauten auf Feyenoord bei Rotterdam: Zeitschr. f. Bauw. 1881 und Engineering 1881. — Ann. des ponts et chauss. 1874. — Nouv. ann. de la constr. 1870. — Hoher Pfahlrost beim Bau der Ufermauern im Hafen von Newyork: Zentralbl. d. Bauv. 1884 S. 84. — Verwendung von Senkfaschinen bei hochliegendem Pfahlroste in Holland: Zentralbl. d. Bauv. 1893 S. 353. — Pfahlrostgründungen für Ufermauern und Bohlwerke von Günther: Deutsche Bauztg. 1896 S. 111 u. 128. — Gründungsarbeiten zum Bau d. Nationaldenkmals für Kaiser Wilhelm I. usw. von Eger: Zentralbl. d. Bauv. 1896 S. 373 u. 386. — Pfahlrost mit Sinkstücken bei den Molen in Brunsbüttel: Zeitschr. f. Bauw. 1897 S. 524. — Hoher Pfahlrost u. Schrägpfähle bei der Gründung der Kaimauern der neuen Hafenanlagen in Stettin von Krause: Zeitschr. f. Bauw. 1899 S. 69. — Kaimauern d. neuen Hafenanlagen zu Bremerhafen von Rudloff: Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wes. 1900 S. 683. — Besondere Böcke aus stark geneigten Schrägpfählen zur Verankerung einer auf senkrechten Pfählen stehenden Kaimauer: The eng. rec. 1901 Vol. 43 S. 367.

Über den Pfahlköpfen ist ein Belag zur Aufnahme des Fundamentes anzuordnen. Man legt zu diesem Zwecke zunächst in der Längsrichtung die Rostschwellen (auch Grundschwellen genannt), die man entweder als wirkliche Holme ausbildet, d. h. sie auf den Pfahlköpfen verzapft, oder auch nur auf die stumpf abgeschnittenen Pfahlköpfe legt, indem man sie mit großen Nägeln (Spitzbolzen) oder Holzschrauben (oder auch Holzpflöcken) befestigt.

Bei der ersteren Anordnung wird die Verbindung der einzelnen Pfähle unter einander eine festere, während die Lagerung der Rostschwellen auf den Pfahlköpfen weniger vollkommen ausfällt; bei der zweiten Art findet das Umgekehrte statt.

Kann man das Anschneiden der Zapfen im Trockenen vornehmen, so wird das Aufzapfen schneller und sorgfältiger auszuführen sein. Ist jenes nicht der Fall, so empfiehlt es sich mehr, die Pfähle gerade abzuschneiden und die Schwellen aufzunageln, dies auch schon allein im Interesse der Güte der Arbeit. Bei sehr hohem Pfahlrost ist indessen die Befestigung durch Zapfen wünschenswerter.

Die Stärke der Schwellen, die sich nach der aufzunehmenden Last richtet, beträgt gewöhnlich $^{20}/_{25}$—$^{25}/_{30}$ cm, auch dann, wenn angenommen werden darf, daß die zu tragende Last nicht sehr groß ist, so lange alle Pfähle unnachgiebig bleiben. Die Stöße der Schwellen (Holme) legt man mit Verwechselung und ordnet sie (meist stumpf) auf den Pfahlköpfen an. Den Längsverband sichert man in diesem Falle durch zu beiden Seiten oder oben allein aufgenagelte schwere Eisenschienen.

Quer zu den Rostschwellen liegen die Zangen, welche auf jenen verkämmt oder verblattet werden.

Für die ganze Anordnung der Querschwellen und des Belages gilt, was beim liegenden Roste gesagt wurde; d. h. es dürfen die Rostschwellen, als die hauptsächlich tragenden Verbindungsstücke, nur möglichst wenig geschwächt werden. Aus diesem Grunde ist die Verblattung im Vorzuge vor der Verkämmung. Die Stärke der Zangen wird meist $^{15}/_{20}$ cm betragen.

Zwischen die Querschwellen wird der Belag, aus 8—10 cm starken Bohlen bestehend, auf die Rostschwellen genagelt.

Werden die Pfähle unter Wasser abgeschnitten und soll der Belag unmittelbar auf diesen liegen, so ist es zweckmäßig, sie im ganzen fertig zu stellen und auf die Pfahlköpfe hinab zu senken bezw. zu befestigen.

Die für das Zurichten des Belages nötigen Maße kann man sich bei nicht tiefer Lage des Rostes in folgender Weise verschaffen: Nachdem die Pfähle in einerlei Höhe genau wagrecht abgeschnitten sind, setzt man dünne zugespitzte Eisenstangen in die Mitten der Pfalköpfe, welche man senkrecht einrichtet, um sodann ihre gegenseitige Lage genau aufzunehmen. Diese Aufnahme genügt für die Zurichtung des Belages, für dessen Versenkung einige Richtpfähle, deren Lage zum Pfahlrost genau festgestellt wird, benutzt werden.

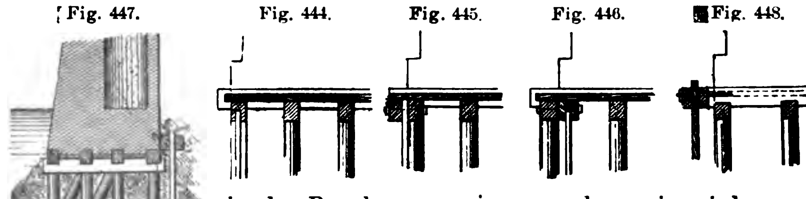
Hoher Pfahlrost wird häufig mit Spundwänden umgeben, die man in der Regel früher als die Rostpfähle schlägt, weil der sonst schon ver-

dichtete Boden den schwächeren Spundwänden beim Einrammen zu viel Widerstand bietet. Die Spundwände werden zuweilen mit zum Tragen benutzt, indem man Querschwellen und Belag über die verholmte Spundwand hinweg führt. Diese Mitbenutzung ist unbedenklich in dem Falle, daß die Füße der Spundbohlen in festem Boden stehen (genügend lang sind). Die Spundwand wird dann entweder zwischen die Pfähle der äußersten Reihe gestellt, die, mit Nuten versehen, als Bundpfähle dienen, Fig. 444, oder sie steht vor, oder auch hinter der äußersten Pfahlreihe, Fig. 445, 446, und ist mit dieser durch Bolzen verbunden, welche durch die beiderseitigenHolme gehen. — Die Mitbenutzung der Spundwand zum Tragen eignet sich gut für die Wasserseite von Kaimauern. Da hier der größte Druck auf die Fundamentsohle stattfindet, so unterstützt die Spundwand wirksam den Pfahlrost, während sie gleichzeitig bei einem guten Anschluß an den Belag etwaige Quellen erfolgreich abschneidet, die unter dem Fundament ihren Weg finden könnten. Weniger zu empfehlen ist dagegen Verbindung der Spundwand mit dem Roste bei Hochbauten, da bei diesen die Belastung der Fundament-Sohle eine gleichmäßigere ist, mithin durch die stärkere Unterstützung eines Teiles derselben ein ungleiches Setzen hervorgerufen werden kann.

Übrigens empfiehlt es sich bei nicht gleichmäßiger Verteilung der Last auf dem Rost, an den stärker belasteten Teilen die Pfähle entsprechend dichter zu stellen, als sonst.

Bei der Endigung der Spundwand unter dem Belag ist diese nicht verwertbar beim Wasserschöpfen, wenn dies für die Ausführung des Mauerwerkes notwendig ist. Da indessen bei hohem Pfahlrost der Wasserspiegel

Fig. 447. Fig. 444. Fig. 445. Fig. 446. Fig. 448.



in der Regel nur wenig zu senken sein wird, so gelingt der Abschluß leicht mittels einer provisorischen Wand, die man an den Belag anschließt. Versenkt man letzteren im ganzen, so kann man die Wand schon vorher an demselben befestigen und beide Teile gut dichten. In solcher Weise gelangt man zu den Senkkasten mit unterem Boden, von denen weiterhin die Rede ist.

Sollen Spundwände für den Zweck der Wasserschöpfung mit benutzt werden, so wählt man die Konstruktionen Fig. 447 oder 448. Bei ersterer, bei der übrigens die oberen Zangen auch fehlen können, sind die Spundwände ganz außer Verbindung mit dem Roste, während bei der zweiten sogen. Rostanker angebracht sind, die, durch die Zangen der Spundwand gehend, hier mit Muttern festgeschraubt werden, während sie an die Querschwellen des Rostes genagelt werden. Letztere Konstruktion schützt die Spundwand vor dem Ausweichen und erhält infolgedessen einen dauernden dichten Abschluß gegen Quellen, was bei der ersteren weniger der Fall ist.

C. Der niedrige Pfahlrost.

Literatur.

Weichselbr. b. Graudenz: Zeitschr. f. Bauw. 1852. — Tydskrift van het koningligk inst. van ing. 1879/80. — Eine Erfahrung bei Fundamentbauten in Triebsand: Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1867 S. 41. — Pfahlroste d. Brücke von Arroux zu Digoin usw.: Ann. des ponts et chauss. 1874 II S. 392. — Sandschüttung zwischen Pfahlrost usw.: Deutsche Bauztg. 1876 S. 263; 1878 S. 463. — Ufermauern u. Pfeiler einer Drehbrücke in Hamburg: Deutsche Bauztg. 1881 S. 159. — Kaibauten auf Feyewoord b. Rotterdam von Havestadt:

Zeitschr. f. Bauw. 1881 S. 497; Engineering 1881 II. S. 228 u. 231. — Gründung von Ufermauern u. Brückenpfeil. in Hamburg: Deutsche Bauztg. 1884 S. 458 — Gründung der Brücke über den Thamesfl. bei New London: Engineering 1891 Apr. S. 428; Zentralbl. d. Bauv. 1891 S. 252. — Sandschüttungen bei Pfahlrosten: Zeitschr. f. Bauw. 1892 S. 358. — Über Pfahlrostgründungen in Chicago: Eng. news 1893 II S. 228. · Gründungen von Brückenpfeilern insbesondere auf Pfahlrost: Engineering 1893 II S. 244. — Pfeiler d. Drehbrücke über die Lothse bei Hamburg: Zeitschr. f. Bauw. 1896 S. 275. — Pfahlroste am Delaware zu Philadelphia: Eng. news 1897 Dez. S. 379. — Verbindung d. Holme mit den Pfahlköpfen durch eichene Nägel: Zeitschr. f. Bauw. Ergänzungsheft 1895 S. 46. — Die Kraft, welche erforderlich ist, um einbetonierte Pfahlköpfe aus dem Beton herauszureißen, wird untersucht: Zentralbl. d. Bauv. 1897 S. 582. — Pfahlrost mit Beton u. Eiseneinlagen bei einem Pfeiler d. Kornhausbr. in Bern von Simons: Schweiz. Bauztg. 1898 I S. 22. — Beton auf Rostpfählen: Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1898 S. 84. — Die Gründung der Brückenpfeiler auf d. Strecke Woosung-Shanghai: Deutsche Bauztg. 1898 S. 541. — Gründg. d. Park-Row-Gebäudes in Newyork: Le génie civ. 1898 Bd. XXXIII S. 380. — Pfahlrost d. Widerlagers d. Manhasset-Viaduktes: Eng. news 1899 Jan. S. 18. — Gründung vielstöckiger Gebäude in Amerika auf Pfählen mit Betonabd.: Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1899 S. 900. — Gründung eines großen Schornsteins auf dem Champ de Mars in Paris a. Pfahlrost m. Beton-Abdeckung: Le génie civ. 1899 S. 8. — Schwierige Pfahlrostgründungen sind beschrieben und abgebildet: Eng. news 1899 I S. 18. — Pfahlrost mit Beton-Eisenabdeckung beim Hibernia-Gebäude in Neworleans: Eng. rec. 1902 Bd. 46 S. 486. — Desgl. bei der Verbreiterung der Wilhelminenkade in Amsterdam: Zeitschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1903 S. 306. — Desgl. bei einem Gebäude in Chicago: Zement u. Beton 1903 S. 127, 181. — 3 Haupt-Zerstörungsarten eingerammter Rundpfähle sind mitgeteilt: Eng. news 1902 Bd. 48 S. 292. — Pfahlrost-Fundamente der Bauten des Charles-River-Deiches und der Schleuse zu Boston. Sehr rationelle Verteilung der Pfähle entsprechend d. Belastung: Eng. rec. 1904 Vol. 50 S. 628. — Breiter Pfahlrost mit kleiner, mass. Mauer: Eng. news 1897 Bd. 38 S. 379. — Betonmauer auf senkr. Pfählen mit eigentüml. unmittelbar anschließenden Ankerböcken dahinter: Eng. news 1897 Bd. 38 S. 380. — Gründg. d. Krafthauses der Newyork Rapid Transit. Teilweise Pfahlrost: Eng. rec. 1904 Bd. 50 S. 257.

Die Art und Weise, in welcher das Mauerwerk auf die Köpfe der Pfähle gebracht wird, ist hier eine ziemlich mannigfaltige. Früher wandte man meistens einen Belag an. Das Aufbringen desselben geschah dann in der Regel im Trocknen, indem man die Baugrube durch Fangedämme abschloß, oder auch in der Weise, daß man wasserdichte Senkkasten im ganzen auf die Pfahlköpfe hinabsenkte.

Bei Gründung von Hochbauten auf Pfahlrost wird auch jetzt noch häufig ein Belag angewandt; derselbe ist auch wegen der geringen Stärken

Fig. 449. Fig. 450.

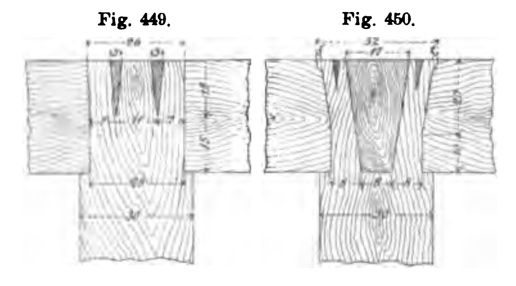
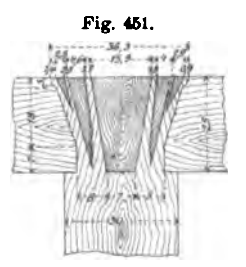
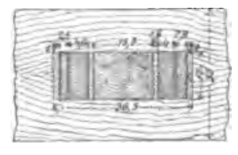


Fig. 451.





dieser Fundamente, sowie wegen des Verbandes der einzelnen Wände untereinander angebracht, wiewohl der Verband zwischen den Wänden durch Eiseneinlagen in dem die Pfahlköpfe unmittelbar umhüllenden Beton ebensogut herzustellen ist.

Von besonderer Art ist der Belag, welchen auf Pfahlrost gegründete Schleusenkammern mit hölzernen Böden verlangen, weil derselbe von unten her durch den Wasserdruck beansprucht wird und wasserdicht sein muß. Die Längswände der Kammer bilden für den Boden derselben das Widerlager gegen den Auftrieb, weshalb man die Rostschwellen (auch Grund- oder Klaischwellen genannt, wegen des Tonschlages, in welchem man sie bettet) quer durch die Schleuse legt. Damit sie im mittleren Teile nicht zu stark auf Durchbiegen bean-

sprucht werden, befestigt man sie dort auf den Rostpfählen in einer Weise, welche ein Abheben verhindert. Dies geschieht entweder durch eiserne Bügel oder dadurch, daß man die Zapfen der Pfähle durch die ganze Schwellendicke reichen läßt und dieselben von oben verkeilt.

Über die Widerstandsfähigkeit der Verbindungen zwischen Belag, Holmen und Pfählen gegen Auftrieb seien der Wichtigkeit halber hier kurz die Ergebnisse von Versuchen, welche in dieser Richtung in Holland ausgeführt wurden, mitgeteilt. In betreff der drei in Fig. 449, 450 und 451 dargestellten Zapfenverbindungen sind die Versuchsergebnisse in folgender Tabelle zusammengestellt.

Fig. 452. Fig. 453.

Verschiebung des Zapfens im Zapfenloche in mm	Zug in der Pfahlrichtung in Tonnen — Beobachtet bei Holmen von 80 cm Höhe — Zapfen und Zapfenloch gebildet nach Fig. 449	Beobachtet bei Holmen von 80 cm Höhe — Fig. 450	Beobachtet bei Holmen von 25 cm — Fig. 451
0,5	—	—	10,8
1,0	< 6	8,4	16,3
1,5	—	8,8	—
2	—	9	—
3	—	9,6	18,6
4	—	10,2	—
8,5	—	11,4	—
Der Holm zog sich vom Zapfen.	6,1	13,2	Nicht bekannt.

Der Zapfen nach Fig. 449 besitzt also wenig Widerstand. Er zieht sich bereits bei 6,1 ^{t} Zug aus dem Loch. Bei Fig. 450 geschieht dies zwar erst bei 13,2 ^{t} Zug, die Verbindung ist aber noch sehr nachgiebig, denn bei 11,4 ^{t} Zug hat sich der Zapfen bereits um 8,5 ^{mm} in das Zapfenloch hineingezogen.

Der Zapfen nach Fig. 451 dagegen, welcher in allen Einzelheiten dargestellt ist, genügt den höchsten Anforderungen. Bei 18,6 ^{t} Zug ist er erst um 3 ^{mm} geglitten, während es nicht festgestellt werden konnte, wieviel er überhaupt aushielt, weil die Versuchseinrichtung zerbrach. Die Keile bestanden aus trockenem Eichenholz und wurden mit einer Viermännerramme eingetrieben. Durch Sägenschnitte waren die beiden Teile des Doppelzapfens vorher zur Aufnahme der Keile bis zur vollen Tiefe des Eindringens der letzteren gespalten. Damit die Zapfen infolge der starken seitlichen Biegung durch die Keile unten nicht abbrechen, muß der Pfahlkopf naß gehalten werden und aus gutem zähen Holz bestehen.

Zwei Holzschrauben nach Fig. 452 zeigten folgenden Widerstand. Bei einem Zuge von 12840 ^{kg} drückten sich die Unterlagsplatten um 7 ^{mm} ein (also größere Platten nötig), bei 15920 ^{kg} Zug wurde die Verbindung zerstört, indem eine Holzschraube aus dem Holm gerissen wurde.

Zwei eichene Nägel von der Form der Abbildung Fig. 453, (viereckiger Querschnitt, in der Mitte verjüngt, ganz trockenes Holz) die in runde Löcher von 4,5 ^{cm} Durchmesser eingetrieben wurden und die man vor den Versuchen anquellen ließ, hielten 4075 ^{kg} Zug aus.

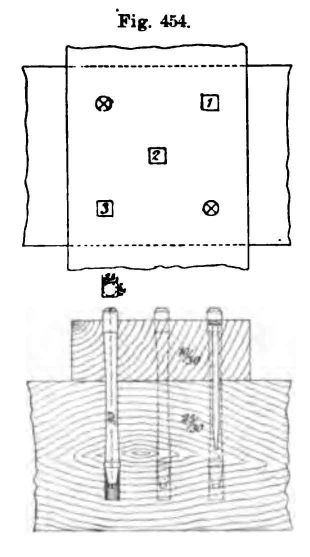
Eine Verbindung endlich nach Fig. 454 zwischen Belagbohlen und Holm, bestehend aus 3 kleineren Holznägeln gleicher Form und 2 eisernen Nägeln, hob sich bei 3600 ^{kg} Zug um 3 ^{cm} und wurde bei 4300 ^{kg} Zug vollständig zerstört, während die Zerstörung bei einer Nagelung nur mit 5 Eisennägeln bereits bei 2850 ^{kg} Zug eintrat.

Bei Schleusenböden ist ferner für besonders dichten Anschluß an die Spundwände, namentlich an die Querwände zu sorgen. Man legt dazu

letztere in der Regel zwischen zwei nahe zusammenstehende Querreihen von Grundpfählen, und verbolzt sie zwischen den Klaibalken. Die Spundwände müssen stets zuerst geschlagen werden, weil im umgekehrten Falle leicht ein schief eindringender Grundpfahl der Dichtigkeit der Spundwand schaden könnte. Bisweilen schlägt man zur größeren Sicherheit gegen Unterspülung außer unter den Drempeln auch noch zwischen denselben unter dem Kammerboden eine oder mehrere Querwände. Da der größere Auftrieb in der Nähe des Oberhauptes zu erwarten ist, so stellt man die Querreihen der Grundpfähle hier dichter als in der Nähe des Unterhauptes.

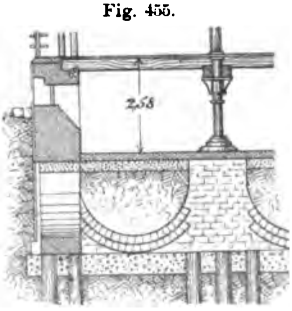
Bei größeren Schleusen, wo die Grundbalken gestoßen werden müssen, lege man den Stoß nicht gerade in die Mitte und verwechsele ihn außerdem. Der Stoß wird in der Regel als stumpfer ausgeführt und durch seitlich angebrachte Eisenschienen eine Verbindung hergestellt.

Fig. 454.



Auf den Grundschwellen liegen zunächst die Zangen, auch Streckbalken oder Sandstraken genannt, die rechtwinklig auf den ersteren in 1,0 bis 1,5 m Entfernung verblattet werden. Um die Grundschwellen nicht zu schwächen, ist es besser die Zangen stärker einzuschneiden als jene. Im freien Schleusenboden müssen die Zangen mit dem 8 – 10 cm starken Bohlenbelag bündig liegen. Man gibt ihnen also hier etwa die doppelte Stärke der Bohlen und läßt sie auf die Hälfte ein. Unter dem Mauerwerk der Seitenwände nimmt man sie besser stärker, sodaß ihre Fläche etwa 1—2 Steinstärken über dem Bohlenbelag liegt. Dadurch sichert man die Wände gegen das Gleiten infolge des Erddruckes. Ein anderes, allerdings weniger wirksames Mittel für diesen Zweck ist, daß man die Bohlenfläche durch Einhacken rauh macht, sodaß viele kleine (etwa 1,0—1,5 cm) tiefe Löcher entstehen, in denen der Mörtel einen gewissen Halt findet.

Fig. 455.



Da die Zangen den ersten Halt für den wasserdicht herzustellenden Belag abgeben, muß man dieselben sorgfältig gerade vorbereiten und verlegen. Die Befestigung derselben auf den Grundschwellen erfolgt durch starke Spitzbolzen.

Der Tonschlag unter dem Bohlenbelag muß etwa 0,6—1 m stark aus recht fettem, gut knetbarem Ton hergestellt werden und dicht an alle Holzteile anschließen. Deshalb muß man ihn in verschiedenen Lagen aufbringen. Die erste Lage vor Legung der Grundschwellen ist so stark zu wählen, daß man diese bei der Verlegung etwas in den Ton eindrückt.

Hierauf bringt man nach Anfeuchtung der Oberfläche der unteren Lage die zweite Lage, deren Oberfläche etwas höher liegen muß, als die Unterkante der Zangen, sodaß man diese beim Nageln eindrückt. Endlich folgt in derselben Weise in den Feldern zwischen Zangen und Grundschwellen die dritte Lage, die etwas höher liegt als die Oberfläche der Grundschwellen, ohne die letztere indessen zu bedecken. In diese werden sich die Bohlen bei der Nagelung einpressen, und dabei den Ton verdichten oder ihn zur Seite drängen.

Die Bohlen sind durch Hobelung der Kanten und unter Anwendung von Klammerhaken oder Keilen zum dichten Schluß zu bringen. Die Stöße der Bohlen eines Faches legt man in der Regel auf einen und denselben Grundbalken (nicht verwechselt). Auch diese Fuge muß möglichst dicht hergestellt werden. Für Schleusenböden sind rissige Bohlen unbrauchbar. Bisweilen legt man einen doppelten Boden, dessen Schwellen dann ebenfalls unter die Seitenmauern greifen. In diesem Falle können die Klaibalken, die man sonst von bedeutender Stärke macht, schwächer (etwa $^{24}/_{32}$ cm stark) genommen werden. — Ist die Baugrube trocken zu legen, so rammt man gewöhnlich erst nachdem dies geschehen die Pfähle ein, schneidet sie 0,3—0,5 m über dem Grunde ab, stampft Trockenmauerwerk oder besser Beton zwischen die Pfahlköpfe und beginnt unmittelbar über denselben mit dem aufgehenden Mauerwerk; der Belag fällt fort.

Fig. 456.

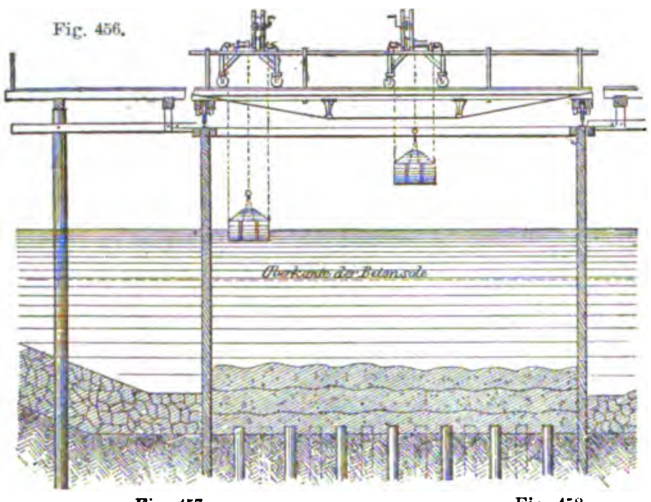
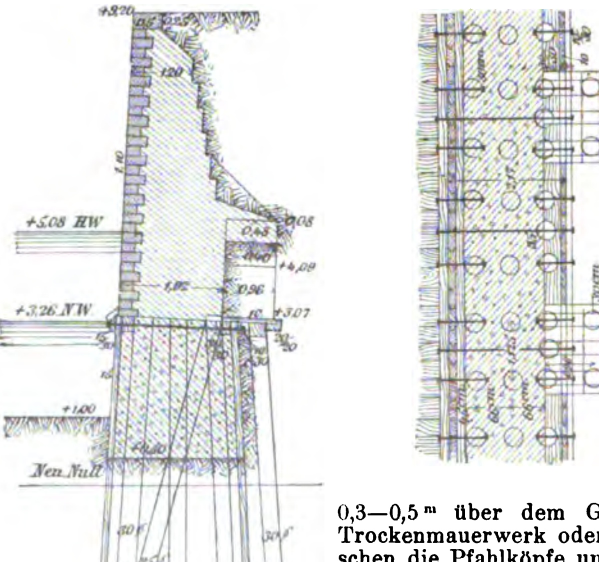


Fig. 457. Fig. 458.



So wurden z. B. für einen Speicher am Kaiserkai zu Hamburg, Fig. 455, nur unter den Pfeilern je 6 Pfähle geschlagen und es wurde zwischen den Köpfen derselben eine Betonsohle von 0,5 m Stärke geschüttet. Diese erstreckt sich auch unter den Mauern fort, wo keine Pfähle gerammt sind. Zwischen den Pfeilern sind umgekehrte Bögen geschlagen.

Ist die Baugrube nicht vorher trocken zu legen, so rammt man Spundwände und Rostpfähle von schwimmenden oder Senk-Rüstungen aus, schneidet die Rostpfähle mit der Pendelsäge etwa 0,5 m hoch über dem Grunde bez. unter dem niedrigsten Wasserstande ab und betoniert zwischen und über den Pfahlköpfen, wie bei den Beton-Fundamenten ohne Grundpfähle. Die Fig. 456, 457, 458, 459 und 460 zeigen derartige Fundamente für Ufermauern und Brückenpfeiler, Fig. 456 mit Angabe der Versenk-Einrichtungen für den Beton.

Fig. 459.

Fig. 460.

Es ist meistens zweckmäßiger, die Pfähle nicht zu verholmen u. mit Bohlenbelag zu versehen, sondern die Köpfe mit Beton zu umgeben und darauf gleich zu mauern, weil bei diesem Verfahren die Tragfähigkeit des Bodens um die Pfähle herum mit ausgenutzt wird, während dies bei der Ausführung von Holmen und Belag nicht zu erwarten ist.

Fig. 461–463.

Sind die Pfähle tragfähig genug, so kann man durch Einlegen von Eisen die Betonplatte nicht nur schwächer halten, sondern auch über die Pfähle überkragen lassen. Fig. 461–463 zeigen ein derartiges Fundament aus Chicago. (Zement u. Beton 1903.) Um zwischen Eisen und Beton eine möglichst feste Verbindung (nicht nur durch Adhäsion) herzustellen, werden neuerdings in Amerika verschiedene eigenartige Fassoneisen gewalzt. Die Figuren 464 bis 467 zeigen einige derselben. Das Eisen Fig. 467 soll infolge eines besonderen

Fig. 464.

Fig. 465 u. 466.

Fig. 467.

Walzvorganges noch eine erhöhte Elastizitätsgrenze erreichen, was für Eisenbeton von besonderem Nutzen wäre. Bei einem Brückenbau in St. Louis wurden solche Eisen von 18 mm Seite des quadratischen Querschnittes, aber großer Länge verwendet. Die Form Fig. 466 wird auch in Deutschland gewalzt.

D. Stellung der Rostpfähle mit Bezug auf die Gefahr des Kippens der aufgesetzten Bauwerke.

Literatur.

Widerstand der Pfähle gegen Biegen, Versuche von Sandemann: Exc. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Eng. Vol. LIX 1880 S. 282; Tydskr. van het Kon. Inst. van Ing. 1882 S. 217. — Widerstand von Pfählen gegen achsialen Zug: Versuche von Rudloff in Bremerhafen: Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1900 S. 673; Versuche von Lenz in Cuxhaven: Zeitschr. f. Bauw. 1898.

Besondere Berücksichtigung ist der Stellung der Pfähle zuzuwenden, wenn die Beanspruchung durch die Last nicht senkrecht erfolgt, wie dies bei Kaimauern, Widerlagern von Bogenbrücken, Landpfeilern von Balkenbrücken, der Fall ist. Pfahlrost in Boden, welcher nahe der Oberfläche wenig tragfähig ist, wird bei solcher Beanspruchung stark auf Kippen oder Verschieben beansprucht. Dies gilt namentlich bei Schlamm-, auch fest gelagertem Schlick-, Torf-, und selbst ziemlich festem Tonboden. Bei einer russischen Eisenbahn (Tombow Saratow?) sind die Brückenköpfe einer ganzen Reihe von Brücken, die auf starken Tonschichten mittels Pfahlrost gegründet waren, trotz der Umschließung der Pfahlroste mit Spundwänden teilweise um mehr als 0,5 m durch den Erddruck verschoben worden.

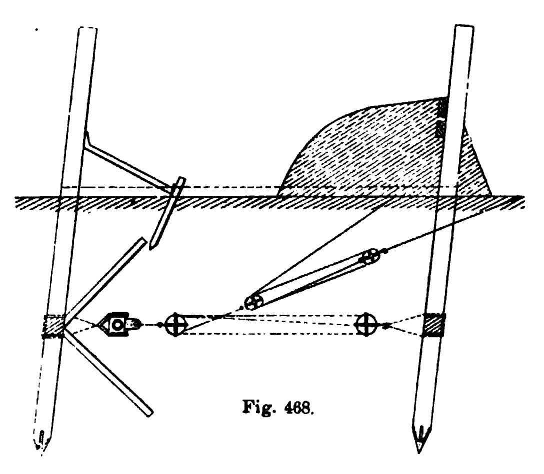


Fig. 468.

Über einige betr. Untersuchungen sei folgendes mitgeteilt:

Die erste Untersuchung wurde durch Martiny ausgeführt. Die Versuchspfähle waren 9 m lang und standen 4,5—5 m in festem Sande, und darüber 4,5—4 m in Schlick (Schluff). Eine Probebelastung hatte ergeben, daß dieselben eine senkrechte Last von 30000 kg trugen, ohne irgend welche meßbare Einsenkung zu zeigen. Trotzdem erwiesen sie sich gegen eine wagrechte Beanspruchung H, die oben am Kopfe ungefähr in der Höhe der Erdoberfläche angriff, wenig widerstandsfähig. Nebenstehende Tabelle gibt die Größe der Ausweichung des Pfahlkopfes bei verschiedener Größe des Schubes H an. Offenbar hat der Stand des Pfahles auf bedeutende Länge im festen Sande den größesten Teil ihrer Widerstandsfähigkeit erzeugt. Hätten die Pfähle ganz im Schlick gestanden, so würde die Ausweichung eine ungleich größere gewesen sein.

Nr.	Schub H. kg	Ausweich. d. Pfahls sofort eintretnd.: cm	bei länger andauernd. Zuge: cm
1	500	—	—
2	750	0,1	—
3	1000	0,2	—
4	1250	0,5	—
5	1500	0,65	0,75[1])
6	1750	1,0	—
7	2000	1,8	2,0[1])

Dies kann man aus einer Vergleichung mit den Ergebnissen von Versuchen schließen, welche I. W. Sandemann anstellte. Es wurden je zwei

[1]) Die Spannung hielt 12 Stunden an.

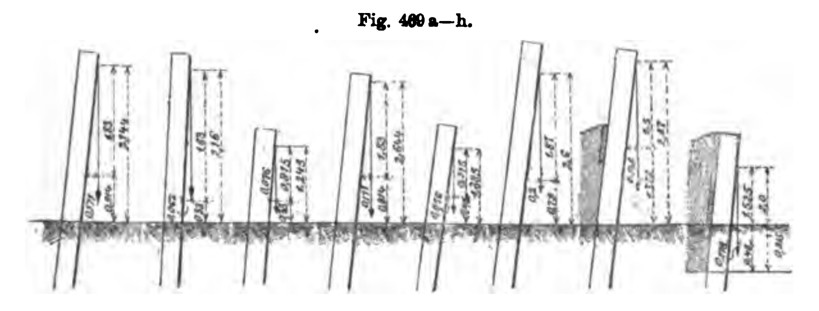
Pfähle mit 6 m Abstand in geringer Neigung gegen die Senkrechte in verschiedenen Erdarten gerammt, Fig. 468; der vordere Pfahl wurde gegen kleinere Pfähle abgesteift und fest angeholt, so daß ein späteres Nachgeben nicht mehr zu befürchten war, während der hintere eigentliche Versuchspfahl dem wagrechten Zuge ungehindert folgen konnte, so weit ihn nicht der zu beobachtende Widerstand des Bodens hinderte.

Die wagrechte Bewegung wurde an einem Lote gemessen, in der durch die Fig. 469 a—h angegebenen Höhe, welche die Neigung des hinteren Pfahles vor Anwendung des Zuges angeben. Die in den unteren Zahlenreihen der umstehenden Tabelle aufgeführten Messungs-Ergebnisse stellen infolgedessen nicht genau die Größe der wirklichen Bewegungen der Pfähle an diesen Punkten dar; es werden diese mutmaßlich das Doppelte der betr. Zahlen betragen haben, bezogen auf diejenige Tiefe unter Oberfläche, in welcher die Bewegung ihren Anfang nahm.

Bei den Versuchen 2 und 5 wurden die Pfähle durch die Lotrechte zur anderen Seite gezogen, wie man aus den in der Tabelle aufgeführten wagrechten Abständen sieht, welche größer sind als die in Fig. 469d angegebenen.

Der Zug wurde in verschiedenen Höhen an den Pfählen ausgeübt, mittels eines Ketten-Flaschenzuges, dessen loses Ende an einem kleineren Flaschenzug befestigt wurde. Das lose Ende dieses zweiten Flaschenzuges

Fig. 469 a—h.



führte zu einer Winde. Die Größe des Zuges wurde an einer Duckham'schen hydrostatischen Wage von 20 t Tragkraft gemessen, welche zwischen der Rolle des ersten Flaschenzuges und dem vorderen Pfahl in das Befestigungstau eingeschaltet war. Die vierkantigen Pfähle waren Rottannenholz von der Ostsee, die runden englisches Lärchenholz.

Aus den Untersuchungen ergibt sich:

1. Die wirkliche Größe des Widerstandes, den verschiedene Erdarten der wagrechten oder teilweise radialen Bewegung hölzerner Pfähle entgegen setzen.

2. Der Unterschied der Widerstände, den verschiedene Erdarten gegen wagrechte Bewegung bieten. Lohe, Asche leistet den geringsten, Klai einen größeren, Sand den größten Widerstand, wie dies die Ergebnisse der Untersuchungen 2—6 zeigen.

3. Die Vergrößerung des Widerstandes gegen wagrechten Zug, welcher erzielt wird, wenn die Ankerpfähle mit Planken beschlagen werden; derselbe wird gefunden durch Vergleichung der Ergebnisse der Untersuchungen zu 4 und 5 mit denen zu 7 und 8.

4. Aus dem Umstande, daß 3 Pfähle (Untersuchung 3, 4 und 7), welche 4,57 m tief in verschiedenen Erdarten eingerammt waren, ungefähr 1,5 m unter der Oberfläche abbrachen, scheint hervor zu gehen, daß ein Pfahl, der nur gegen wagrechten Schub Widerstand leisten soll (Ankerpfahl), nicht tiefer als etwa 4,57 m eingetrieben zu werden braucht.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Angriff d. Kraft über der Erde	Angriff der Kraft unmittelbar an der Erdoberfläche.					Angriff der Kraft unterhalb der Erdoberfläche	
	1. Versuch, 4kant. Pfahl:	2. Versuch, runder Pfahl:	3. Versuch, 4kant. Pfahl:	4. Versuch, 4kant. Pfahl:	5. Versuch, 4kant. Pfahl:	6. Versuch, 4kant. Pfahl:	7. Versuch, 4kant. Pfahl:	8. Versuch, 4kant. Pfahl:
Bodenart:	Klai:	Lohe, Asche u. Steine (Klinker).	Asche u. Stein (Klinker) b. 3,65 m darunt. fst. Grd.	Klaiboden	Klaiboden	Sandboden	Klaiboden	Klaiboden
Länge u. Stärke d. Pfähle:	7,39 m; $^{30}/_{32}$ cm	7,92 m; 30 cm an d. Erdoberfl.	6,09 m; $^{32}/_{31}$ cm	7,39 m; $^{30}/_{29}$ cm	4,88 m; $^{31}/_{31}$ cm	7,47 m; $^{32}/_{32}$ cm	7,62 m; $^{30}/_{30}$ cm	4,72 m; $^{30}/_{29}$ cm
Neigung derselben: .	1 : 10$^{3}/_{4}$	1 : 29	1 : 12	1 : 10$^{3}/_{4}$	1 : 12	1 : 9	1 : 11$^{3}/_{4}$	1 : 12$^{1}/_{2}$
Tiefe derselb. im Boden:	4,57 m	5,48 m	4,57 m	4,57 m	3,05 m	4,27 m	Im gewachs. Bd. 4,57 m unaufgebracht. festgest. 1,68 m	Im gewachs. Bd. 3,05 m, im aufgebracht. u. festgest. 1,68 m
Länge derselb. üb. Boden:	2,82 m	2,44 m	1,52 m	2,82 m	1,88 m	3,20 m	Üb. d. gewachs. Bod. 3,05 m Üb. d. aufgebr. Bod. 1,37 m	Üb. d. gewachs. Bod. 1,68 m Üb. d aufgebr. Bod. 0,00 m
Höhe d. Angriffsp. d. Kraft + über — unter der ursprüngl. Erdoberfläche:	+ 1,98	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15 m u. — 1,52 m unt. d. aufgebr. Bod.	Ungef. — 0,61 m u. — 2,29 m unt. d. aufgebr. Bod.
Länge u. Breite der Verschalung an d. Pfählen:	—	—	—	—	—	—	2 Planken 3,05 m lg. u. je 0,23 m br.	3,05 m lang u. zus. 1,68 m hoch.
Lage der Schalung: . .	—	—	—	—	—	—	+ 1,68, auf 2,44 m Länge m. aufgesch. Bd. bed.	Oberk + 1,68 u. ganz bed. m. aufgesch. Bod.
Art u. Höhe des gegen d. Schalung geschütteten Bodens:	—	—	—	—	—	—	Sand u. Asche 1,68 m hoch u. an d. Vorders. d. Pfähle auf 2,74 m Länge	Sand u. Asche 1,68 m üb. u. 0,91 m unt. d. Oberfl. d. gewachs. Bod. u. an d. Vorders. d. Pfähle 3,05 m lg.[1])

Bewegungen der Pfähle (in cm) unter dem Einfluß des Zuges:

Stärke des Zuges t	1. Versuch	1. Versuch	1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	1. Versuch	2. Versuch	1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	4. Versuch	1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	4. Versuch	1. Versuch	2. Versuch	1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch
1	3,1	2,5	—	—	—	—	—	0,3	—	—	—	—	—	—	—	—	8,1	—	—	—
2	6,1	—	—	—	—	0,3	—	0,6	—	—	—	0,8	—	—	—	—	8,1	—	—	—
3	7,6	3,1	0,8	—	—	0,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8,1	—	—	—
4	Bei mehr als 3 t gab der Pfahl so stark nach, daß der Versuch eingestellt werden mußte.	4,8	0,6	—	—	1,9	—	1,0	—	—	—	0,6	—	—	—	—	4,1	0,8	—	—
5		—	1,9	—	—	2,5	11,2	1,3	—	—	—	1,0	1,3	—	—	0,6	4,8	0,8	—	1,0
6		8,9	3,4	5,7	12,7	3,5	—	1,6	—	—	—	1,3	1,6	—	—	—	5,1	0,8	—	Der Pfahl bog sich 3,1 m durch, was eine wechselnde Vorwärtsbewegung verursachte.
7		15,2	8,2	6,3	—	4,4	—	2,2	—	14,0	—	1,6	1,9	—	—	—	5,4	0,8	—	
8		27,9	—	8,2	13,0	6,1	11,8	3,1	—	—	—	1,9	2,2	—	—	2,8	6,1	0,8	—	
9		Bei mehr als 8 t gab der Pfahl so stark nach, daß der Versuch eingestellt werden mußte.	—	11,5	13,3	7,3	12,4	4,8	7,3	14,6	—	—	2,5	—	—	3,1	7,0	0,8	—	
10			—	—	14,6	9,5	12,7	—	8,2	15,5	—	—	2,8	—	—	4,4	7,9	0,8	—	
11			Bei 11 t Zug brach der Pfahl 1,57 m unter d. Grunde ab.			11,2	18,8	—	18,0	—	21,6	-	8,1	—	—	5,7	9,2	0,8	—	
11,5						—	—	—	16,5	—	—	—		—	—	—	—	0,8	—	
12						—	18,1	—	—	18,1	28,5	—	8,8	6,4	—	7,0	11,5	0,8	—	
12,5						—	—	—	—	22,2	—	—	—	—	—	—	—	0,3	—	
13						Bei 13 t brach der Pfahl 1,57 m unter dem Grunde ab.		—	—	—	25,4	—	4,1	—	—	Bei 13 t Zug brach d. Pfahl ungefähr 1,5 m unter dem Grunde ab.		0,8	—	
13,25								—	—	—	30,4	—	—	—	—			—	—	
14								Bei mehr als 13,25 t gab der Pfahl so nach, daß eine größere Kraft nicht in Wirksamkeit gesetzt werden konnte.				—	4,8	6,7	—			—	—	
15												—	5,4	7,0	7,9			—	—	
16												—	6,4	7,3	—			—	—	
17												—	7,0	7,6	8,2			—	—	
18												—	—	8,2	8,6			—	—	
19												—	—	—	9,2			—	0,3	
20												—	—	—	10,2			—	0,6	0,6
Wahrscheinlich 23 Der Kraftmesser zeigte nicht über 20												Als der Zug 20 t erreicht hatte, wurde er aufgehoben u. d. Pfahl sprang 3,5 cm wieder zurück.						—	1	1,2
																		Größeren Zug konnte der Apparat nicht angeben.		

[1]) In der Richtung des Pfahles war ein 0,91 m tiefer Graben gezogen, so daß man den Zug tiefer anbringen konnte.

Die mitgeteilten Tabellen geben einigen Anhalt zur Beurteilung der Größe des Schubes, den man auf **senkrecht eingeschlagene** Rostpfähle wirken lassen darf, ohne daß ein bedenkliches Ausweichen zu befürchten ist. — Bei großem Schube stellt man entweder sämtliche Pfähle möglichst in die Richtung der Mittelkraft aus der senkrechten Belastung und dem Schube; oder man rammt auch nur einzelne Schrägpfähle, die mit senkrecht stehenden Rostpfählen unmittelbar oder mittelbar verbunden sind. Die Fig. 470 und 457 geben betr. Ausführungen an. Außerdem ist hier auf die Konstruktionen Fig. 459 bis 460 zurück zu verweisen.

In der Fig. 460 stehen die Haupt-Schrägpfähle des sehr hoch geführten Rostes außerhalb der Spundwände und sind mit den senkrecht

gestellten Pfählen der ganzen Rostbreite nach wirksam verbolzt. Bei der Ufermauer-Konstruktion, Fig. 459, leisten nicht nur diese Haupt-Schrägpfähle, welche in größerem Abstande gestellt sind, den Widerstand gegen Kippen der Mauer, sondern es kommen ihnen in dieser Leistung alle übrigen Pfähle des Rostes zu Hilfe, da auch sie Schrägstellung erhalten haben. Die kippende Kraft hat eine Richtung, bei der sie innerhalb der Richtung der Haupt-Schrägpfähle bleibt. Ähnlich so bei der Konstruktion Fig. 457, 458, in welcher nur die mittlere Pfahlreihe des Rostes senkrecht steht, alle übrigen mit ungleicher Neigung gestellt sind, während die Haupt-Schrägpfähle innerhalb der Spundwand-Linie bleiben, da sie an der Hinterseite des Rostes angreifen. In dem vorbesprochenen Falle dienen die durchgehenden Anker zu dem Zwecke, den Pfahlrostkörper zu einem geschlossenen Ganzen zu machen; hier haben sie außerdem die Aufgabe zu erfüllen, die vorderen Pfahlreihen mit den Haupt-Schrägpfählen in Verbindung zu bringen, so daß jene gehindert sind, unt. Umst. für sich allein eine Vorwärtsbewegung auszuführen.

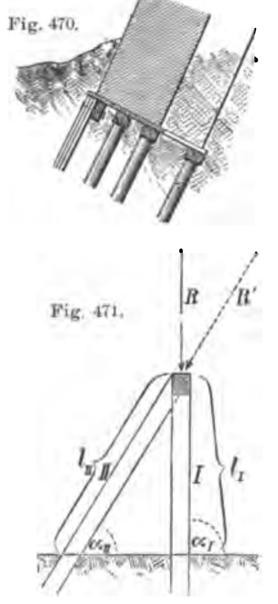


Fig. 470.

Fig. 471.

Weiter zeigen die Konstruktionen Fig. 457, 458 eine Besonderheit in der Einbringung einer 2,7 m hohen Betonschüttung zwischen den Pfahlköpfen, welche von der Fundament-Sohle bis zum Ebbespiegel reicht. Diese Schüttung erfüllt außer dem Zweck, eine Fläche für das Aufsetzen des Mauerwerkes zu bieten, den anderen, die hoch hinauf reichenden Rostpfähle gegen Biegung zu schützen, welche eintreten würde, wenn sie auf der ganzen Länge von 2,7 m frei ständen.

Das Verschieben von Bauwerken, welche auf Pfahlrost stehen, ist, wie schon oben bemerkt, namentlich in Tonboden häufig beobachtet (s. les. ann. des trav. publ. 1887 S. 1835). Bei Bauwerken mit seitlicher Beanspruchung (Kaimauern, Widerlagern) ist es daher erforderlich, die Stellung der Pfähle und die Verbindung derselben unter einander und mit den Holmen angemessen anzuordnen. Um hierüber Klarheit zu verschaffen, soll zunächst die Beanspruchung eines Pfahlpaares durch eine beliebig gerichtete äußere Kraft allgemein betrachtet werden.

Fig. 472a und b.

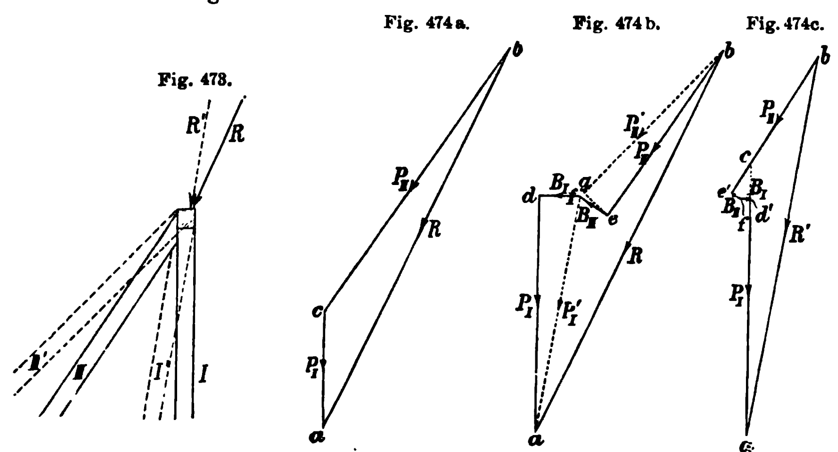
In bezug auf die Richtung der äußeren Kraft R zur Richtung der Pfähle sind drei Fälle zu unterscheiden, nämlich

1) Die Richtung von R fällt mit der Richtung der Pfähle I oder II zusammen (vergl. Fig. 471 die ausgezogene bezw. die gestrichelte Lage von R). In diesem Falle werden zunächst nur diejenigen Pfähle beansprucht, welche mit R gleiche Richtung haben. Ist aber die Tragfähigkeit dieser zuerst ausschließlich beanspruchten Pfähle zusammen kleiner als R, so werden dieselben in den Boden gedrückt werden, und es treten nun auch die anders gerichteten Pfähle mit in Wirksamkeit, und zwar werden beide Pfahlarten (I u. II) der betrachteten Gruppe nun nicht mehr ausschließlich auf Druck in der Richtung ihrer Achsen beansprucht sein, sondern gleichzeitig senkrecht zu den Richtungen ihrer Achsen auch auf Biegen. Fig. 472a

zeigt den Kräfteplan für diesen Fall, wenn R die Richtung der Pfähle I hat, und Fig. 472b denjenigen, wenn R' die Richtung der Pfähle II hat (gestrichelte Lage der Fig. 471). In beiden Fällen stellt $a\,d$ die angreifende Kraft nach Richtung und Größe dar, während $a\,b$ in Fig. 472a die Grenzbelastung der Pfähle I, in 472b diejenige der Pfähle II ausdrückt. $bc = P_{II}$ stellt in ersterem Falle die Größe der Druckbelastung dar, mit welcher die Pfähle II, im zweiten Falle ($b\,c = P_I$) diejenige, mit welcher die Pfähle I in Anspruch genommen werden. Um nun das Gleichgewicht herzustellen, muß der Kräfteplan geschlossen werden, und dies geschieht durch die beiden senkrecht zu P_I und P_{II} gerichteten Biegungskräfte B_I und B_{II}. In den Figuren ist $B_I = B_{II}$ dargestellt, was genau genug ist, wenn die Längen (l_I und l_{II} in Fig. 471 der Pfähle), welche aus dem Boden hervorragen, nicht sehr bedeutend von einander abweichen. Genau verhält sich

$$\frac{B_I}{B_{II}} = \frac{l_{II}^3}{l_I^3} = \frac{\sin^3 \alpha_I}{\sin^3 \alpha_{II}}.$$

Stehen die Pfähle ganz im Erdboden, so wird B_I und B_{II} nicht ausschließlich die biegende Kraft darstellen, sondern die Biegungskraft in Verbindung mit dem widerstehenden Erddrucke, der aber ebenfalls senkrecht zur Richtung der Pfähle wirkt.

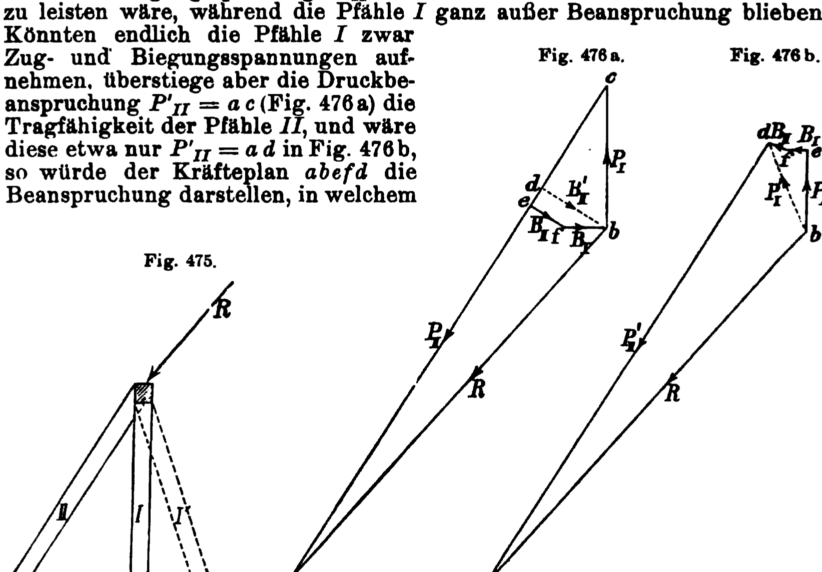


2. **Die Kraftrichtung fällt zwischen die Richtungen der Pfähle** I und II (Fig. 473). In diesem Falle erhalten beide Pfahlarten Druck in der Richtung ihrer Achse, und wenn die Tragfähigkeit bei beiden Arten genügend groß ist, so stellt der Kräfteplan Fig. 474a die Verteilung von R ($= ab$) auf beide Pfahlarten dar, indem $P_I = a\,c$ der Belastung der Pfähle I und $P_{II} = cb$ der Belastung der Pfähle II entsprechen würde. Wären die Pfähle II nicht im Stande, die Belastung $P_{II} = c\,b$ in Fig. 474a zu tragen, sondern nur etwa diejenige $P_{II} = e\,b$ in Fig. 474b, so würden die Pfähle I einen Druck $P_I = a\,d$ erhalten, während gleichzeitig die Biegungskräfte (bezw. in Verbindung mit denselben der passive Erddruck) $B_I = d\,f$ und $B_{II} = f\,e$ in Wirksamkeit treten würden. Wollte man die Biegungsspannungen ausschließen, so hätte man den Pfählen die in Fig. 473 gestrichelt angedeuteten Stellungen I' bezw. II' geben müssen, denen in Fig. 474b $P_{II}' = b\,g = b\,e$ bezw. $P_I' = a\,g$ entsprechen.

Ebenso zeigt Fig. 474c den Kräfteplan für den Fall, daß die angreifende Kraft die Richtung R' in Fig. 473 hätte und die Pfähle I nicht im Stande wären, den Druck $a\,c$ aufzunehmen, sondern nur denjenigen $P_I = a\,d'$.

3. **Die Richtung der Kraft fällt außerhalb des spitzen Winkels, den die Pfähle bilden** (Fig. 475). Wir erhalten dann, wenn

eine Beanspruchung der Pfähle I auf Zug möglich ist, den Kräfteplan (Fig. 476a) $a\,b\,c$, in welchem $P_I = b\,c$ den Zug der Pfähle I darstellt. Wäre die Verbindung der Pfähle I mit den Pfählen II eine derartige, daß die Pfähle I eine Zugspannung nicht aufnehmen könnten, wohl aber eine Biegungsspannung, wären die Pfähle I also z. B. nur in den Holm eingezapft, so würden wir den Kräfteplan $a\,b\,f\,e$ in Fig. 476a erhalten, in welchem die Druckspannung der Pfähle II zwar von $a\,c$ auf $a\,e$ gesunken ist, aber B_I und B_{II} als Biegungskräfte auftreten. Hätte man anderseits die Pfähle I in den Holm nicht eingezapft, sondern nur stumpf aufgesetzt und durch Eisen mit demselben verbunden, so würde nach Zerstörung derselben der Kräfteplan $a\,b\,d$ (Fig. 476a) in Wirksamkeit treten, bei welchem die Druckspannung der Pfähle II zwar ebenfalls (von $a\,c$ auf $a\,d$) gesunken, aber die Biegungsspannung $B'_{II} = d\,b$ ausschließlich von den Pfählen II zu leisten wäre, während die Pfähle I ganz außer Beanspruchung blieben. Könnten endlich die Pfähle I zwar Zug- und Biegungsspannungen aufnehmen, überstiege aber die Druckbeanspruchung $P'_{II} = a\,c$ (Fig. 476a) die Tragfähigkeit der Pfähle II, und wäre diese etwa nur $P'_{II} = a\,d$ in Fig. 476b, so würde der Kräfteplan $abefd$ die Beanspruchung darstellen, in welchem



wieder die Biegungsspannungen (je nachdem mit oder ohne widerstehenden Erddruck) B_I und B_{II} zur Herstellung des Gleichgewichtes erforderlich sind. Die Biegungsspannungen lassen sich vermeiden, wenn man den Pfählen I die Richtung I' in Fig. 475 gibt. Der in Kräfteplan Fig. 476b die Zugbeanspruchung db entspricht. Durch diese Änderung in der Stellung der Pfähle I vermindert man sowohl ihre eigene Zugspannung, als auch die Druckbelastung der Pfähle II gegenüber der früheren Stellung.

Letztere Betrachtung zeigt wie nützlich es bei wechselnder Lage der angreifenden Kraft R werden kann, wenn man die Verbindungen der Pfähle so einrichtet, daß dieselben auch Zugspannungen aufzunehmen vermögen, sowie auch, daß es unter Umständen zweckmäßig werden kann, einem Teile der Pfähle eine Richtung zu geben, welche von derjenigen der Kraft R möglichst abweicht (gestrichelte Lage I' in Fig. 475 und Fig. 476b). Wenn also die Größe und Richtung der angreifenden Kraft R für die ungünstigsten oder besser für verschiedene Annahmen ermittelt sind, bietet das zeichnerische Verfahren einen bequemen und namentlich sehr übersichtlichen Weg, um für die Pfähle die günstigste Stellung zu ermitteln. Wir haben bei unserer Untersuchung nur zwei verschiedene Richtungen der Pfähle angenommen, das Verfahren läßt sich aber offenbar

ebensogut anwenden, wenn die Pfähle in drei oder mehr verschiedenen Richtungen eingerammt werden sollen.

Den Widerstand auf Ausziehen kann man = $^5/_8$ bis $^3/_4$ der Tragfähigkeit der Pfähle annehmen.[1]) Bei großen Bauausführungen tut man besser, beide Widerstände an Probepfählen zu ermitteln, die man in den vorliegenden Baugrund eintreibt und nach erfolgter Probebelastung wieder auszieht. Über den Biegungswiderstand von Pfählen mit und ohne widerstehenden Erddruck geben die oben angeführten Versuche von Sandemann Auskunft (S. 240 u. ff.).

Wegen der Wichtigkeit des Gegenstandes folge nun noch die Berechnung einer Kaimauer auf hohem Pfahlrost, bei welcher auch die Länge der Spundwand ermittelt wird.

Fig. 477 stellt die Kaimauer im Querschnitt dar. Der Abstand der Pfahlbinder sei = 1 m. Gewicht von 1 cbm Mauerwerk = 1,8 t, ebenso groß d. Gew. von 1 cbm Boden über Wasser. Unter Wasser wiege der Boden, der vollständig durchlässig sei, nach Abzug des Gewichtsverlustes durch Eintauchen

---

[1]) In Bremerhaven (Klaiboden, darunter Sand) angestellte Versuche ergaben für 1 m Pfahllänge bei 26—31 cm Durchmesser 1,5—2,0 t Zugwiderstand. Zeitschr. für Arch.- und Ingenieurw. 1900 S. 673. Lenz fand in Cuxhaven bei Klaiboden einen Reibungswiderstand von 0,28 kg/qcm am Pfahlumfang und bei dem feinen Sande, welcher unter d. Klai ansteht 0,31 kg/qcm.

$1^{t}/_{cbm}$. Im Boden wirke außer dem Bodendruck der volle Wasserdruck, der aber vernachlässigt werden kann, da er sich zu beiden Seiten der Spundwand aufhebt. Der natürliche Böschungswinkel des Bodens sei über Wasser 33^0, unter Wasser 25^0. Der Erddruck werde senkrecht gegen die gedrückte Fläche gerichtet angenommen. Der aktive Erddruck $E_a = {}^1/_2 h^2 \cdot \gamma \cdot tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$, der passive $E_p = {}^1/_2 h^2 \cdot \gamma \cdot tg^2\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right)$. Bezeichnet man $tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$ mit k, so ist für $33^0 = \varphi$ ein $k = 0{,}295$ für 25^0 $k = 0{,}406$. Die Untersuchung ist für den ungünstigsten Fall, d. i. für den niedrigsten Wasserstand $-1{,}5$ durchgeführt, und 1^m Bodenschüttung als Nutzlast angenommen.

Zunächst ist die Pressung an der Vorderkante des Mauerwerkes auf dem Bohlenbelag ermittelt. Der zu betrachtende Mauer- und Erdkörper *abcd* in Fig. 477a hat das Gewicht $G = 16{,}3^t$. Die Grundlinie des Druckdreieckes berechnet sich aus der Formel $E = {}^1/_2 \cdot h^2 \cdot \gamma \cdot k$ zu $h \cdot \gamma \cdot k$ und wird sonach für den Körper $abcd = (3{,}7 + 1)\ 1{,}8 \cdot 0{,}295 = 2{,}5_t$ (s. Fig. 477b). Der Erddruck E (Fig. 477b) ist in Fig. 478a zur Resultierenden D zusammengesetzt und diese in Fig. 487a eingetragen. Sie schneidet die Grundfläche im Abstande $0{,}9^m$ von der Vorderkante, also noch im mittleren Drittel. Ein Abheben der Hinterkante der Mauer ist daher nicht zu fürchten. Die Pressung an der Vorderkante wird nur $1{,}2^{kg}/_{qcm}$.

Der Pfahlrost, dessen Pfähle zum leichteren Verständnis der Kräftepläne sämtlich verschiedene Neigung erhalten haben, wird nun durch folgende Kräfte beansprucht: 1) durch das Gewicht des Erd- und Mauerkörpers $a\,b'\,c'\,d$, welches sich zu $29{,}9^t = G'$ berechnet; 2) durch den Erddruck E'_1 bis zur Ordinate $-0{,}6$ (Unterkante der Holme); 3) durch den Auflagerdruck A, den die Spundwand ausübt, welche oben durch die Zangen mit dem Rost verbunden ist. Das Gewicht des Holzes ist vernachlässigt. G' und E'_1 sind zunächst im Kräfteplane Fig. 478b zur Resultante R_1 zusammengesetzt, und es ist diese darauf in bekannter Weise in den Querschnitt eingetragen. Sie schneidet die Linie $d\,c'$ im Abstande $2{,}1^m$ von der Vorderkante der Mauer und zufällig im Abstande von je $1{,}9^m$ von den Schnittpunkten der Pfähle 1 und 2 bezw. 4 und 5, welche mit I bezw. II bezeichnet werden sollen. Da nun der einfach eingezapfte Pfahl 3, wie oben Fig. 476a gezeigt wurde, sobald der Erddruck und die Kraft A in Wirksamkeit treten, ohne Last bleibt, so wird das Gewicht G' auf die Punkte I und II zu gleichen Teilen (je $14{,}95^t$) verteilt werden, und zwar erhalten die Pfähle 1 und 4 Druckspannungen, die Pfähle 2 (Spundpfähle) und 5 aber Zugspannungen.

Bevor die Beanspruchung der Pfähle ermittelt werden kann, ist noch der Wert von A zu berechnen.

Im oberen Teile bis $-2{,}3$ wird die Spundwand durch den Bohlenbelag vom Erddruck entlastet. Die Höhe der drückenden Erdschicht ist bei $-1{,}5$ nur $1{,}5 - 0{,}3 = 1{,}2^m$, die Grundlinie des kleinen Druckdreieckes wird, wenn man die geringe Neigung der Spundwand außer Acht läßt, $= k \cdot \gamma \cdot h = 0{,}295 \cdot 1{,}8 \cdot 1{,}2 = 0{,}64^t$ und der Inhalt des Druckdreiecks $= e_1 = 0{,}38^t$; zwischen $-1{,}5$ und $-2{,}3$ ist der Böschungswinkel (unter Wasser) $25°$, $k = 0{,}406$, $\gamma = 1^t$. Da der über Wasser liegende Boden aber $1{,}8^t$ wiegt, muß die Höhe der belastenden Bodenschicht mit 1,8 multipliziert werden, um letztere auf Boden von 1^t Gewicht zu bringen. Damit ergeben sich die eingeschriebenen Maße für die parallelen Seiten des kleinen Drucktrapezes und als Inhalt $e_2 = 0{,}93^t$.

Unter $-2{,}3$ kommt wieder die ganze Bodenlast zur Geltung und es ergibt sich als Inhalt des großen Trapezes $e_3 = 44{,}42^t$. Setzt man $e_1 + e_2 + e_3 = 45{,}73$ oder rd. 46^t zeichnerisch zusammen, so erhält man den ganzen, die Spundwand angreifenden aktiven Erddruck $E_a = 46^t$, welcher in der Höhe -6 angreift.

Für den auf der anderen Seite der Spundwand angreifenden, passiven Erddruck E_p ist $\mathrm{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 2{,}465$, mithin die Grundlinie des Druckdreieckes $= k \cdot \gamma \cdot h = 13{,}56^t$, und $E_p =$ rd. 37^t greift in Höhe $- 7{,}67$ an.

Damit die Spundwand durch E_a gegen E_p nicht aus dem Boden gedrückt werde, muß $E_p\,(y + z) \geqq E_a \cdot z$ sein (Fig. 477a). Diese Bedingung ist erfüllt, denn $37 \cdot 7{,}22 > 46 \cdot 5{,}55$
$267{,}14 > 255{,}3.$

A berechnet sich nun aus $A\,(y + z) = E_a \cdot y$ zu rd. $10{,}5^t$. Dieser Wert ist im Kräfteplane Fig. 478b an R_1 angesetzt und damit die Mittelkraft R_2 der sämtlichen äußeren Kräfte ermittelt.

Es ist nun die Frage zu erörtern, wie sich der Horizontalschub $E'_1 + A$ auf die beiden Punkte I (Pfahl 1 und 2) und II (Pfahl 4 und 5) verteilen wird. Nimmt man an, daß die beiden Punkte zu gleichen Teilen, jeder also $\frac{E'_1 + A}{2}$ erhält, so setzt man zunächst die senkrechte Belastung der Punkte (q_1 und q_2) je mit $\frac{A'_1 + E}{2}$ zusammen und erhält damit die Teilkräfte r_1 und r_2, von denen r_1 die Belastung von I, r_2 diejenige von II darstellt. In Fig. 478b liegen, weil $q_1 = q_2$ ist, r_1 und r_2 in R_2, und es ist $r_1 = r_2 = \frac{R_2}{2}$. Wäre $q_1 > q_2$, so würden r_1 und r_2 rechts von R_2, umgekehrten Falles links von R_2 liegen. Endlich zerlegt man r_1 nach Richtung der Pfähle 1 und 2 und r_2 nach Richtung der Pfähle 4 und 5 in Seitenkräfte und erhält so die Beanspruchungen p_1 und p_2 bez. p_4 und p_5, von denen p_2 und p_5 Zugspannungen, p_1 und p_4 Druckspannungen sind.

Eine andere Verteilung der Horizontalkräfte $E + A_1'$ beruht auf folgender Erwägung. Ein Schrägpfahl wird nur dann nicht auf Biegen beansprucht, wenn die Mittelkraft seiner Belastungen in die Richtung seiner Achse fällt und – was stets vorausgesetzt werden muß — nicht größer als seine Tragfähigkeit ist. Er verlangt also, um nicht gebogen zu werden, außer einer senkrechten Belastung Q eine wagrechte $H = Q \operatorname{cotg} \alpha$ (Fig. 479a). Da nun aber ein mit einem Schrägpfahle am Kopf verbundener senkrechter oder weniger stark geneigter Pfahl von einer Kraft R, Fig. 479b, deren Neigungswinkel β sei, erst dann auf Zug beansprucht werden kann, wenn $\beta < \alpha$ wird, so kann man die Verteilung der Horizontalkraft $E_1' + A$ auch in der Weise ausführen, daß man zunächst jedem Punkte (I und II) einen Horizontalschub h_1 bez. h_2 zuteilt, welcher $h_1 = \frac{q_1}{\mathrm{tg}\ \alpha_1}$ bez. $\frac{q_2}{\mathrm{tg}\ \alpha_4} = h_2$ ist (s. Fig. 478c) und den Rest, also $E_1' + A - \left(\frac{q_1}{\mathrm{tg}\ \alpha_1} + \frac{q_2}{\mathrm{tg}\ \alpha_4}\right) = h_3$, zu gleichen Teilen h_1 und h_2 hinzufügt.

Fig. 479a.

Fig. 479b.

In dieser Weise ist in Fig. 478c verfahren. Die Mittelkräfte r_1 und r_2 liegen dann links von R_2. Die Zerlegung von r_1 und r_2 erfolgt dann wie vorhin.

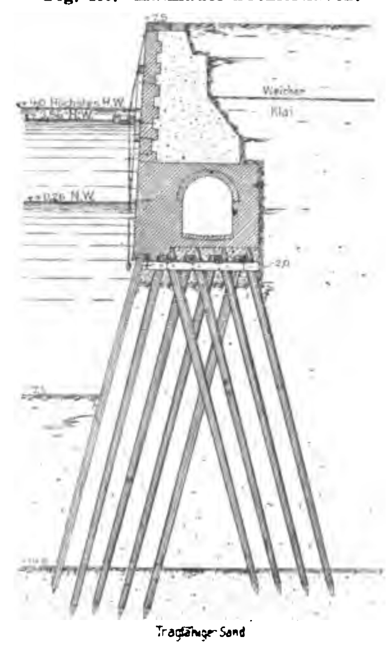
Die Verteilung der Horizontalkraft nach Fig. 478b ist die bequemere, die nach Fig. 478c dürfte die theoretisch richtigere sein. Im vorliegenden Falle weichen die Ergebnisse nicht viel von einander ab. Fig. 478d endlich zeigt den Kräfteplan für den Fall, daß die Pfähle 2 und 5 nicht auf Zug beansprucht werden können. Die Pfähle 1 und 4 nehmen dann infolge ihrer Neigung zunächst die Horizontalkräfte h_1 und h_2, in der Größe wie

vorhin angegeben, auf, während der Rest der Kräfte $E_1'+A$ durch die senkrecht zu den Pfahlrichtungen gerichteten Biegungskräfte b_1 bis b_5 gedeckt wird. b_1 bis b_5 sind hier gleich groß angenommen. In Wirklichkeit ist dies nicht richtig. Die Durchbiegungen der Pfahlköpfe sind einander zwar gleich, der Widerstand b_1 bis b_5, welchen der einzelne Pfahl der Durchbiegung entgegensetzt, ist aber vom Trägheitsmoment des Querschnittes und der freien Länge abhängig. Eine genaue Berechnung ist aber wegen der vielen Annahmen, welche gemacht werden müssen, zwecklos.

Sind n Schrägpfähle in einem Binder und sind die Pfähle derartig mit dem Holme und unter einander verbunden, daß sie keine Zugspannungen aufnehmen können, so muß, wenn sie nicht auf Biegung beansprucht werden sollen, nach Obigem sein:

$$\Sigma H = q_1 \cdot \mathrm{cotg}\,{}^2\alpha_1 + q_2 \cdot \mathrm{cotg}\,{}^2\alpha_2 + \cdots + q_n \cdot \mathrm{cotg}\,{}^2\alpha_n.$$


Fig. 480. Kaimauer Bremerhaven.



Hierin ist ΣH die Summe aller am Pfahlrost angreifenden Horizontalkräfte, also in dem vorliegenden Falle die wagrechte Seitenkraft des Erddruckes + dem Drucke A, welchen die Spundwand ausübt. $q_1, q_2 \cdots q_n$ sind die Anteile der senkrechten Belastung des Pfahlrostes durch Mauerwerk und Boden, welche auf die einzelnen Schrägpfähle entfallen, $q_1 + q_2 + \cdots + q_n = G$.

Die Belastung der Pfähle in Richtung ihrer Achse ist dann allgemein $r = \frac{q}{\sin\alpha}$ und diese muß stets mit Sicherheit von den Schrägpfählen getragen werden können.

Nach Obigem wird es leicht sein, einen Pfahlrost so anzuordnen, daß Biegungsspannungen nicht auftreten können.[1]) Die Untersuchungen zeigten, daß senkrechte Pfähle unmittelbar neben schrägen bei Kaimauern wenig nützen, wenn man sie mit den schrägen nicht in solcher Weise verbindet, daß sie Zug aufnehmen können, da sie sonst nur vor der Hinterfüllung tragen, nach derselben aber nur etwas Biegungsspannungen aufnehmen. Am besten werden die Pfähle verwertet, wenn man sie sämtlich schräg stellt und die Kaimauer fortlaufend bei der Aufmauerung hinterfüllt, damit eine Durchbiegung der Pfähle nach der Seite ihrer Neigung hin durch den aktiven bezw. passiven Erddruck vermieden werde. Infolge des letzteren ist es auch unschädlich, wenn man den Pfählen eine größere Neigung gibt, als die aktiven Horizontalkräfte erfordern.

Allerdings darf man zur Hinterfüllung keinen Boden verwenden, der durch Tageswasser unter Umständen zu Brei aufgelöst, bei starker Belastung der Mauer keinen genügenden passiven Erddruck erzeugen könnte. Muß man solchen verwenden, so ist dafür zu sorgen, daß das Tageswasser gut abgeleitet wird.

---

[1]) Über die neuere Theorie der Berechnung der Länge von Bohlwerken, welche Mohr auf Grund von Versuchen aufstellte, die Prof. Engels in Dresden anstellte, vergl. Seite 149 u. f.

In Bremerhaven, Hamburg und Kiel stellte man auf Grund obiger Untersuchungen des Verf. die Kaimauern vielfach auf Pfahlböcke, Fig. 480, und verbindet beide Arten Schrägpfähle am Kopf mittelbar oder unmittelbar fest mit einander, so daß auch Zugspannungen aufgenommen werden können.

Anstatt durch Schrägpfähle kann man den Schub auch durch Verankerungen mit dem hinter dem Bauwerke liegenden Erdreich unschädlich machen. Solche Verankerungen werden in der verschiedensten Weise ausgeführt:

Schlägt man einfache Schrägpfähle, Fig. 481 a, an deren Kopf ein Zugband angreift, so kann man mit Hilfe der in Tab. S. 242, 243 mitgeteilten Werte, die Größe des Winkels α ermitteln, unter welchem der Ankerpfahl eingetrieben werden muß, damit die Verschiebung desselben, welche der Zug H hervorbringt, eine bestimmte Grenze nicht überschreite. Es finden nämlich folgende Gleichungen statt:

$H^2 = W_b^2 + P^2$ und: $P = \frac{W_b}{tang\, \alpha}$. Aus beiden erhält man: $tang\, \alpha = \sqrt{\frac{W_b^2}{H^2 - W_b^2}}$.

Soll z. B. ein Ankerpfahl von $^{32}/_{32}$ cm, der in Sandboden steht, einen Zug $H = 10^t$ aufnehmen und dabei höchstens 4 cm vorgezogen werden, so ergibt die untere Hälfte der Tabelle, daß bei 8 t Zug ein solcher Pfahl 1,9 bis 2,2 cm gewichen ist. Da, wie angeführt ist, die wirkliche Bewegung des Pfahles die doppelte, also 3,8—4,4 gewesen sein dürfte, müssen wir für W_b diesen Wert (8 t) nehmen, und erhalten

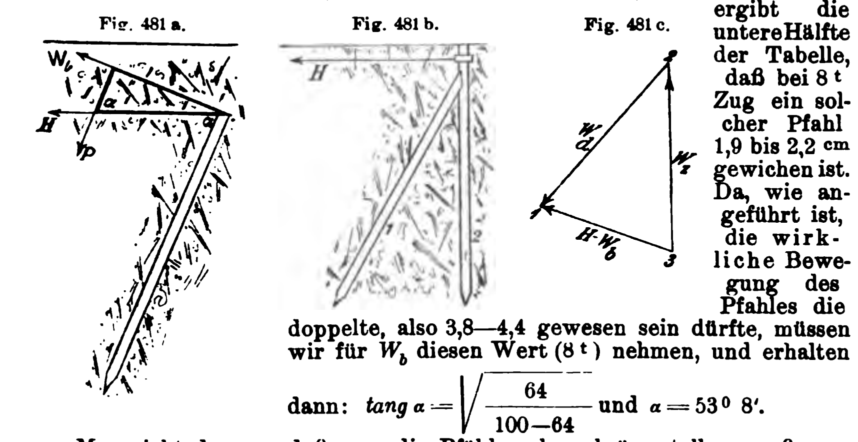


Fig. 481 a. Fig. 481 b. Fig. 481 c.

dann: $tang\, \alpha = \sqrt{\frac{64}{100-64}}$ und $\alpha = 53^0\ 8'$.

Man sieht daraus, daß man die Pfähle sehr schräg stellen muß, um die Tragfähigkeit, welche sie in der Richtung ihrer Achse besitzen, auszunutzen.

Wesentlich kräftiger ist die Verankerung nach Fig. 481 b, es wirken bei dieser Anordnung dem wagrechten Zuge H drei Kräfte entgegen:

1. Der Widerstand W_b, den der Boden der Fortbewegung entgegensetzt, für dessen Größe die Tab. S. 242/243 einigen Anhalt gibt.

2. Der Widerstand W_d, den der Pfahl 1 gegen das Eindrücken in den Boden leistet (die Tragfähigkeit des Pfahles).

3. Der Widerstand W_z, den Pfahl 2 dem Ausziehen entgegensetzt.

Für den Widerstand W_b wird man aus den Tabellen nur einen solchen Wert nehmen, bei dem eine nennenswerte Vorwärtsbewegung überhaupt noch nicht eintrat oder denselben besser ganz vernachlässigen.

Nehmen wir an, daß die Kräfte W_b und H der Richtung nach zummenfallen, was allerdings nicht immer genau zutrifft, so wäre von den den Widerständen W_d und W_z noch der Zug $H - W_b$ aufzunehmen, Fig. 481 c. Die volle und richtige Ausnutzung der als bekannt vorausgesetzten Widerstände W_d und W_z hängt nun von ihrer Stellung zu einander

und zur Richtung von H ab. Um für die beiden Pfähle, in deren Achsen die beiden Kräfte W_d und W_z wirken, die richtige Stellung zu ermitteln, trägt man die Kraft $H - W_b$ der Größe und Lage nach auf, und zeichnet

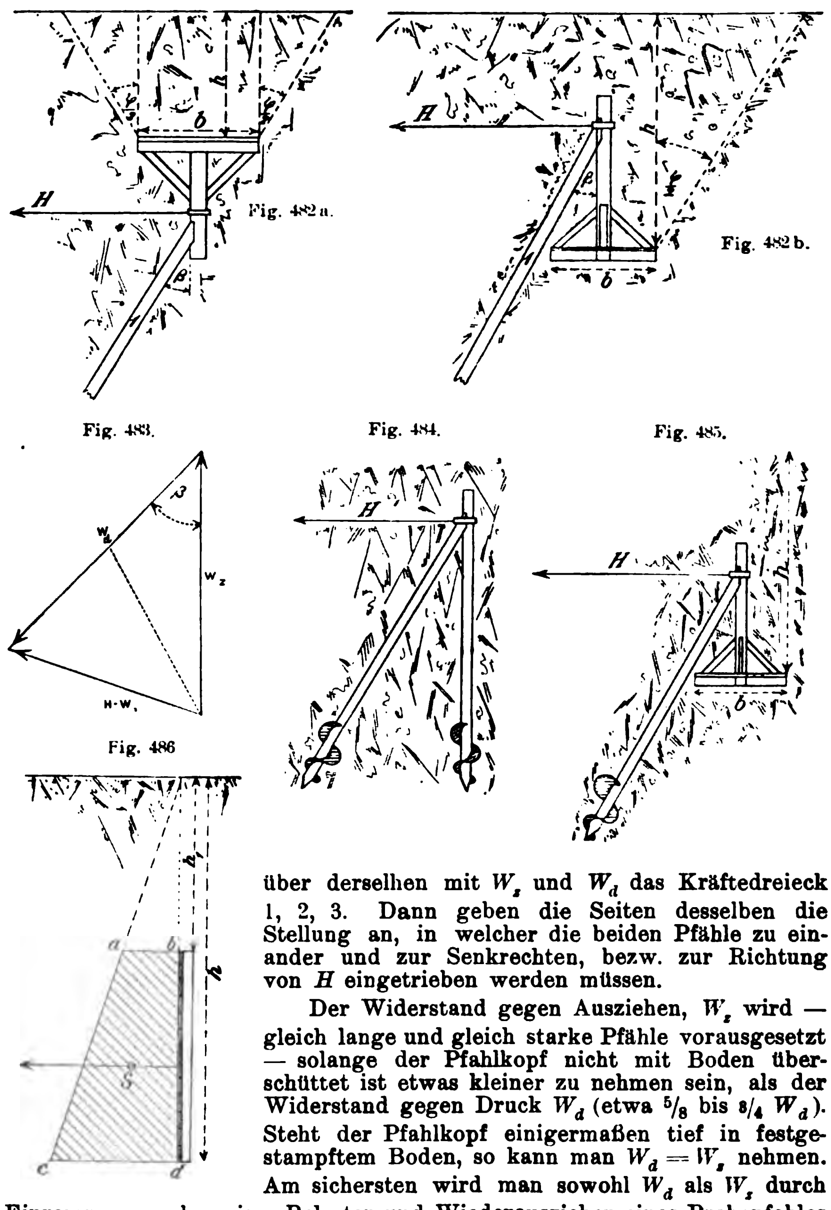


Fig. 482 a. Fig. 482 b.

Fig. 483. Fig. 484. Fig. 485.

Fig. 486

über derselhen mit W_z und W_d das Kräftedreieck 1, 2, 3. Dann geben die Seiten desselben die Stellung an, in welcher die beiden Pfähle zu einander und zur Senkrechten, bezw. zur Richtung von H eingetrieben werden müssen.

Der Widerstand gegen Ausziehen, W_z wird — gleich lange und gleich starke Pfähle vorausgesetzt — solange der Pfahlkopf nicht mit Boden überschüttet ist etwas kleiner zu nehmen sein, als der Widerstand gegen Druck W_d (etwa $^5/_8$ bis $^3/_4$ W_d). Steht der Pfahlkopf einigermaßen tief in festgestampftem Boden, so kann man $W_d = W_z$ nehmen. Am sichersten wird man sowohl W_d als W_z durch Einrammen, probeweises Belasten und Wiederausziehen eines Probepfahles ermitteln.

Den Widerstand W_s des auf Zug beanspruchten Pfahles kann man durch Belastung einer Platte mit Erde ersetzen, Fig. 482a oder 482b. Ist der Widerstand des Pfahles 1 bekannt, desgl. der Winkel β, Fig. 482b, so hat man, um die notwendige Größe F der Platte zu berechnen, zunächst den Widerstand, den dieselbe dem Herausreißen entgegensetzen muß, Fig. 483.

$$\text{I.}\quad W_s = W_d \cos\beta \pm \sqrt{(H - W_b)^2 - W_d^2 \sin^2\beta}.$$

Das neg. Wurzelzeichen entspricht der in Fig. 483 punktiert angedeuteten Lage von $H - W_b$.

Bezeichnet b die Seite der quadrat. Fläche F, so ist die Größe des Erdkörpers, der diese belastet, in unserem Falle der Inhalt I der abgestumpften Pyramide:

$$I = {}^1/_3 \left[\left(b + 2\,h\,tang\,\frac{\varphi}{2}\right)^2 \left(h + \frac{b}{2\,tang\,\frac{\varphi}{2}}\right) - \frac{b}{2\,tang\,\frac{\varphi}{2}}\,b^2\right]$$

$$= b^2 h + 2\,b\,h^2\,tang\,\frac{\varphi}{2} + 1{,}33\,h^3\,tang^2\,\frac{\varphi}{2}$$

und das Gewicht dieses Erdkörpers $= \gamma\,I$. Dasselbe muß $=$ sein dem erforderlichen Widerstande W_s oder:

$$= W_d \cos\beta \pm \sqrt{(H - W_b)^2 - W_d^2 \sin^2\beta}.$$

Zur Bestimmung der Seite b der Platte hat man also:

$$W_d \cos\beta \pm \sqrt{(H - W_b)^2 - W_d^2 \sin^2\beta}$$

$$= \gamma\left[b^2 h + 2\,b\,h^5\,tang\,\frac{\varphi}{2} + 1{,}33\,h^3\,tang^2\,\frac{\varphi}{2}\right]$$

oder: II.

$$b^2 + 2\,b\,h\,tang\,\frac{\varphi}{2} + 1{,}33\,b\,h^2\,tang^2\,\frac{\varphi}{2} - \left(\frac{W_d \cos\beta \pm \sqrt{(H - W_b)^2 - W_d^2 \sin^2\beta}}{\gamma\,h}\right) = o$$

Will man anderseits den Wert des Zuges H berechnen, den eine derartig ausgeführte Verankerung aufzunehmen vermag, so hat man aus Gleichung I:

$$\text{III.}\quad H = W_b \pm \sqrt{W_s^2 + W_d^2 - 2\,W_s\,W_d \cos\beta}.$$

Greift der Zug H wagrecht an, so muß sein:
$W_s = W_d \cos\beta$, wonach die Größe der Platte wie oben zu berechnen ist. H ist dann $= W_b + W_d \sin\beta$.

Anstatt des Spitzpfahles in Verbindung mit einer belasteten Platte, kann man auch einen Schraubenpfahl mit belasteter Fläche oder zwei Schraubenpfähle zu einer Verankerung verbinden, Fig. 484 und 485. Die Berechnung ergibt sich in beiden Fällen in derselben Weise, wie oben, mit dem einzigen Unterschiede, daß für den vorderen Pfahl die Tragfähigkeit des von seiner Schraubenfläche bedeckten Bodenteiles als Widerstandsfähigkeit gerechnet wird. Wie groß diese genommen werden kann, darüber ist an weiterhin folgender Stelle zu vergleichen. Eventl. kann man noch die Reibung des Bodens am Pfahl in Rechnung ziehen.

Zur Verankerung ist auch der passive Druck des hinter dem Bauwerk gelagerten Bodens benutzbar, indem man die Zuganker mit einer senkrecht in diesem Boden aufgestellten Platte in Verbindung bringt.

Für die der Fig. 486 eingeschriebenen Bezeichnungen, ist, abgesehen von der Kohäsion des Bodens, der passive Erddruck an der Vorderseite der Platte für einen Längenteil von 1 m: $D_p = \frac{\gamma}{2}(h^2 - h_1^2)\,tang^2\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right)$;

der aktive auf der Rückseite dagegen:

$$D_a = \frac{\gamma}{2}\left(h^2 - h_,^2\right) tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right); \text{ also:}$$

$$\text{IV. } D_p - D_a = \frac{\gamma}{2}(h^2 - h_,^2)\left[tang^2\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right) - tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right].$$

Die graphische Darstellung ist das Trapez *abcd*, Fig. 486, dessen Grundlinie: $cd = h\left[tang^2\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right) - tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right]$ ist.

γ und φ haben hier dieselben Bedeutungen wie oben.

Ist die Länge der Platte, Fig. 487, $= l$, so ist der Überschuß des passiven Erddruckes gegen die Vorderseite über den aktiven gegen die Hinterseite der ganzen Platte:

$$\text{V. } l\,(D_p - D_a) > H$$

Das Zugband H muß in der Höhe des Schwerpunktes S der Druckfigur *abcd* und in der Mitte von l angreifen.

Damit der Druck $D_p - D_a$ voll zur Geltung komme, macht man die Entfernung e der Platte von der Hinterkante des zu verankernden Fundamentes:

Fig. 487.

$$\text{VI. } e = h_2\, cotang\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right) + h\, cotang\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right);$$

die Bedeutung von h_2 und h ist aus Fig. 487 ersichtlich.

Will man den verschiedenen Böschungswinkel des Bodens über und unter Wasser berücksichtigen und bezeichnet mit φ_1 den Böschungswinkel über Wasser, mit φ_2 denjenigen unter Wasser und mit h_3 und h_4 die aus der Figur ersichtlichen Maße, so ist genauer:

$$\text{VII. } e = h_3\left[tang\left(45^0 - \frac{\varphi_1}{2}\right) + tang\left(45^0 + \frac{\varphi_1}{2}\right)\right] + h_4\, cotang\left(45^0 - \frac{\varphi_2}{2}\right) + h_2\, cotang\left(45^0 + \frac{\varphi_2}{2}\right).$$

Über die günstigste Lage der Anker vergl. Kap. I, Abschn. III G.

E. Schutz der Pfähle gegen den Bohrwurm.

Literatur.

Zerstörung an Pfählen in Cherbourg durch usw.: Wochenbl. für Arch. u. Ing. 1881 S. 341. — Bekleidung d. Pfähle mit Tonröhren: Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 540. — Über die Limnoria lignorum u. d. Mittel zu ihrer Abwehr: ebenda 1886 S. 266; 1887 S. 78. — Die Widerstandsfähigkeit d. Grünholzes gegen d. Angriffe d. Pfahlwurmes: ebenda 1887 S. 204 und 279; 1889 S. 319. — Anwendung von Jarrah-Holz für Pfähle (Widerstandsfähigkeit desselben gegen Bohrwurm: ebenda 1892 S. 525. — Widerstandsfähigkeit der Rundhölzer gegen die Angriffe der Bohrwürmer: Zeitschr. f. Bauw. 1898 S. 396. — Holzbohrwürmer der See: Engin. news 1898 Juli S. 34. — Tränken d. Holzes mit Kreosot gegen die Angriffe des Bohrwurmes: Südd. Bauztg. 1899 Nov., Nr. 26 d. Anzeig. f. d. Holzindustrie. — Monierrohre zum Schutz d. Pfähle gegen d. Bohrwurm: P. Christophe. Der Eisenbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Übersetzung aus dem Französischen 1904 S. 238. — Bekleidung mit Eisenbetonplatten: P. Christophe S. 218.

Der Bohrwurm (Teredo navalis), sowie die beiden anderen Holzzerstörer Chelura terebrans und Limnoria lignorum machen sich auch an den Küsten Europas zum Schaden der Seebauten bemerkbar.

a) Zum Schutze der Hölzer hat man dieselben nach dem Einrammen mit Hüllen umgeben, so in Drontheim mit **Tonröhren** (sehr zerbrechlich), die etwas in die Erde hineinreichen, mit Muffen ineinander greifen und neben den Pfählen mit Sand oder Klaiboden gefüllt werden. Auch eine

Mörtelfüllung würde sich eignen und die Widerstandsfähigkeit der Tonrohre verstärken. Die Verkleidung reicht bis über Niedrigwasser hinauf.

b) In Christiansand verwendete man sogar gußeiserne Flanschenrohre zur Verkleidung von Pfählen. Das unterste Rohr, mit Schraube versehen, wurde in den Boden etwas hineingeschraubt.

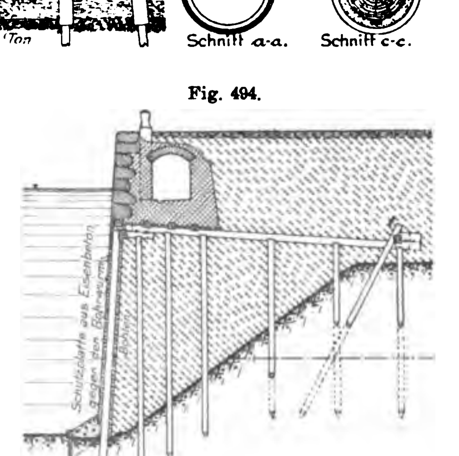
c) Neuerdings hat man auch Monierrohre hierfür in Anwendung gebracht und zwar bei einer Brücke über den Cockle Creek bei Sydney (Fig. 488—493). Die Einlage der Rohre besteht aus einem Netz von 1,6 mm starkem Draht und 32 mm Maschenweite. Die Fugen der einzelnen Rohre umgab man mit einem eisernen Gewebe, das nachher mit Mörtel bekleidet wurde. Zur Führung der Rohre wurden die Pfähle mit Latten (vor dem Einrammen) benagelt. Auf derselben Länge wurden die Pfähle auch geteert. Nachdem die Verkleidung über Wasser vollständig verbunden und innen und außen mit Teer gestrichen war, wurde sie an ihren Platz abgesenkt, etwas in den schlammigen Grund gedrückt und mit Sand neben den Pfählen gefüllt. Oben verschloß man die Öffnung durch Beton.

Fig. 488—493.

Schnitt b-b. Ansicht d. Rohres. Schnitt a-a. Schnitt c-c.

d) In Kopenhagen hat man die Rostpfähle einer Kaimauer dadurch gegen den Bohrwurm geschützt, daß man die vordere (wasserseitige) Reihe derselben mit einer Bekleidung an der Wasserseite aus Eisenbeton und an der Landseite aus Bohlen versah und die Zwischenräume zwischen den Betonplatten und Bohlen mit Beton ausfüllte. Die Eisenbeton-Bekleidung ist teilweise mit Hilfe von Monierplatten von 2,08 × 1 m Größe, die vorher angefertigt und auf die Pfähle aufgelegt wurden, teils an Ort und Stelle hergestellt worden. Die Stärke der Platten beträgt 6 cm. (Fig. 494.)

Fig. 494.



e) Auch Benageln der Pfähle mit Kupferblech, Bleiblech oder nur dicht an dicht mit kupfernen Nägeln mit sehr breiten Köpfen hat man zum Schutze der Pfähle gegen den Bohrwurm angewendet.

f) Endlich hat man auch versucht, das Holz durch Imprägnieren mit Kreosot gegen den Bohrwurm widerstandsfähig zu machen.

Nach den bisher gemachten Erfahrungen ist der Erfolg aber noch nicht gesichert. Eine Imprägnierung mit 160 l Kreosot auf 1 cbm Holz hat sich als ungenügend erwiesen. Es wird daher empfohlen, 300 l zu nehmen

und schwere Kreosote zu verwenden. (Süddeutsche Bauztg. 1899 Nr. 26 des Anzeigers f. d. Holzindustrie.)

g) Es sind nun viele Versuche mit verschiedenen Holzarten gemacht worden und es hat sich dabei gezeigt, daß von den bekannteren Holzarten das Grünholz (Greenheart) am widerstandsfähigsten ist, indem es nach 19 Jahren nur wenig oder garnicht vom Bohrwurm gelitten hatte, während alle anderen Hölzer, selbst das harte Teakholz, in viel kürzerer Zeit zerstört wurden.

h) Noch günstiger berichten spätere Mitteilungen über das australische Jarrah-Holz, eine Eukalyptusart. Dasselbe soll nach 35 Jahren noch von keinem der verschiedensten Holzzerstörer (Teredo navalis, Chelura terebrans usw.) gelitten haben. Auch gegen Fäulnis ist das Holz sehr widerstandsfähig.

Der Preis dieses Holzes stellte sich (1892) erheblich niedriger als der des Grünholzes. Während letzteres in Vlissingen 140 M./cbm zu stehen kam, wird der Preis des Jarrah-Holzes in London nach unserer Quelle (Zentralbl. d. Bauv. 1882 S. 207) wie folgt angegeben:

Geschnittene Balken, 10—12 m lang, 107 M. frei London. Runde Pfähle, 9—15 m lang, 0,25—0,40 m am dünnsten Ende stark, 4,25 bis 11,90 M. für 1 lauf. Meter, je nach Stärke + 35,70 M. Fracht für 1 cbm. Planken rund 94 M. frei London. Pfähle können für höhere Preise bis zu 21 m Länge geliefert werden. Bis Hamburg oder Bremerhaven wird der Preis nicht teurer.

F. Pfähle aus Beton und Eisenbeton.

Literatur.

P. Christophe: Deutsche Übersetzung 1904 S. 838 ff. — C. Berger et V. Guillerme: La construction en ciment armé. — Der Portlandcement und seine Anwendungen im Bauwesen. 8. Aufl. 1905: Zentralbl. d. Bauv. 1900 S. 404; 1902 S. 560: Zeitschr. f. Transp. u. Straßenb. 1901 S. 582; Deutsche Bauztg. 1902 S. 582, 647: Zement und Beton, April 1903 S. 51; Juni 1904 S. 94: Febr. 1905; Beton und Eisen 1903 Heft 4; 1904 S. 65; Zeitschr. d. öst. Arch. u. Ing.-Ver. 1902 S. 746; Eng. news 1903 I S. 275; 1904 I S. 233; Génie civ. 1904 Bd. 44 S. 172; Eng. rec. 1902 Bd. 46 S. 618; 1903 Bd. 47 S. 377; Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904 S. 89. Eiserne Rohrpfähle mit Beton gefüllt und Brunnen darüber. — Betonpfähle zu Gründungszwecken: Eng. rec. 1904 Bd. 49, S. 596. — Betonpfahlgründungen bei den Washingtoner Baracken: Eng. rec. 1904 Bd. 50 S. 360. — Betonpfähle zu Gründungszwecken in Amerika: Bauing.-Ztg. 1904 S. 417. — Schwierige Gründung mittels Eisenbeton-Pfählen: Eng. rec. 1904 Bd. 50 S. 450. — Spezial-Maschine zum Eintreiben von Eisenbeton-Pfählen: Eng. rec. 1904 Bd. 50 S. 431 — Betonpfähle dadurch hergestellt, daß ein hohler Eisenzylinder eingetrieben und wieder ausgezogen wird, darauf das Loch mit Beton gefüllt: Eng. news 1904 Bd. 50 S. 360. — The construction and use of concrete steel-piles in foundation works: Eng. news 1904 Bd. 51 S. 233. — Betonpfähle für sandigen Grund: Eng. news 1903 Bd. 49 S. 275. — Eisenbetonpfahlwerk am Hauptbahnhofe zu Hamburg, von H. Deimling: Beton und Eisen 1904 S. 201. — Auf Holzpfählen aufgepfropfte Eisenbetonpfähle von Möbus: Deutsche Bauztg. 1904, Mitteil. über Zement, Beton und Eisenbeton Nr. 8 S. 32.

a) Betonpfähle als Ersatz für Holzpfähle haben den Vorzug, daß man bei Anwendung derselben nicht vom Grundwasserstande abhängig ist und daß aus ihnen hergestellte Bauwerke im Seewasser weder vom Bohrwurm noch vom Rost etwas zu fürchten haben. Man kann sie also auch dort anwenden, wo das Grundwasser sehr tief steht und hat nicht nötig, mit dem Fundament-Mauerwerke bis unter den Spiegel desselben hinunter zu gehen. Dadurch können unter Umständen sehr bedeutende Ersparnisse erzielt werden.

Anfänglich stellte man die Betonpfähle in der Weise her, daß man gewöhnliche Holz- oder eiserne Pfähle bis zur gewünschten Tiefe (dem tragfähigen Baugrunde) eintrieb, diese Pfähle dann wieder auszog und die gebliebenen Löcher dann mit Beton ausfüllte.

Dieses Verfahren ist selbstredend nur dort anwendbar, wo die Kohäsion des Bodens groß genug ist, um das Einfallen der Pfahllöcher zu verhindern, also in lehmigem, tonigem, moorigem Boden, um den es sich ja allerdings in der Regel nur handeln wird.

Keinesfalls ist man bei diesem einfachen Verfahren sicher, einen *festen* Betonpfahl zu erhalten.

Eine wesentliche Verbesserung besteht darin, daß man einen hohlen eisernen Pfahl der unten offen ist, eintreibt, den Boden mit Hilfe von Druckwasser aus demselben entfernt und ihn dann in folgender Weise mit Beton anfüllt: Man schüttet soviel Beton in den Pfahl hinein, daß derselbe unten auf 0,8 bis 1 m seiner Höhe gefüllt ist, und während man den Beton mit Hilfe eines eisernen Stampfers mit langem Stiele festschlägt, zieht man gleichzeitig die Pfahlhülle bis nahe an die Oberkante des eingeschütteten Betons in die Höhe. So fährt man mit der Ausfüllung des hohlen Pfahles Schicht um Schicht bis obenhin fort.

Dadurch, daß man am unteren Ende des hohlen Pfahles vor Beginn der Betonfüllung einen größeren Kessel ausspritzt, ist man bei geeignetem Boden im Stande, *den Betonpfahl* unten *bedeutend zu verbreitern* und tragfähiger zu machen.

Fig. 495.

Um dieser *Verbreiterung* eine *ebene Grundfläche* und bestimmte Größe zu geben, hat sich die in Fig. 495 dargestellte Einrichtung in Amerika gut bewährt. Dieselbe wird in zusammengeklapptem Zustande durch das fertig eingetriebene und genügend unterhöhlte Pfahlrohr hinuntergelassen und dann gedreht unter gleichzeitiger Ausspülung des gelösten Bodens. Das Gewicht des Gestänges, oder nötigen Falles ein mäßiger Druck nach unten, genügt um das Instrument in die dreieckige Form, Figur rechts, zu bringen. Die Betonfüllung geht nach Entfernung des Instrumentes in oben beschriebener Weise vor sich.

In Amerika versieht man diese Pfähle auch mit Eiseneinlagen (siehe weiter unten).

Will man gleichzeitig den Boden neben dem Pfahle verdichten, so kann man dies dadurch erreichen, daß man einen hohlen Eisenpfahl, in dessen untere Öffnung eine Spitze aus Eisen oder, wie weiter unten beschrieben, aus Beton hineingesteckt ist, mittels einer Ramme eintreibt. Die Röhre wird dann von der Spitze gelöst und wie oben beschrieben verfahren. Auch hierbei ist es möglich, den Betonpfahl unten zu verbreitern. Man hat nur nötig, nachdem die Spitze gelöst ist, das Rohr etwas herauszuziehen und unter demselben (über der steckenbleibenden Spitze) alsdann eine unregelmäßige Verbreiterung durch einfaches Spülen, oder eine regelmäßige mit Hilfe des in Fig, 495 dargestellten Instrumentes herzustellen und dann mit Beton zu füllen, wie oben beschrieben.

Das Verfahren, hohle eiserne Pfähle, die man im Boden stecken ließ, nachträglich mit Beton auszufüllen, ist schon vor längerer Zeit, z. B bei der Verstärkung der Fundamente des Stadthauses zu Great Yarmouth (siehe weiter unten) in Anwendung gebracht. Während man aber dort *zylindrische Rohre einschraubte*, hat man in den letzten Jahren sich nach unten stark verjüngende Hohlformen für Pfähle aus ganz dünnem Stahlblech eingerammt, indem man in ihren Hohlraum einen genau passenden, starkwandigen, eisernen Modellpfahl steckte. Dieser Modellpfahl dient bereits bei der Herstellung der dünnen Stahlblechhaut und wird

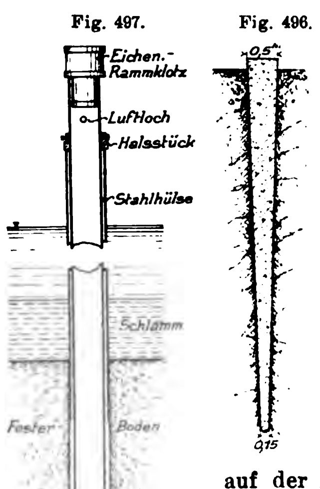
nach erfolgter Einrammung aus derselben wieder herausgezogen. Um dies zu erleichtern, ist der Modellpfahl in der Längsrichtung keilförmig geteilt. Die genaue Beschreibung mit Abbildung des Modellpfahles findet sich in „Zement und Beton", 15. Februar 1905 S. 62. Nach Entfernung des Modellpfahles wird die dünne Stahlblechhaut voll Beton gestampft, Fig. 496. Diese Ausführung soll in Amerika ziemliche Verbreitung gefunden und sich gut bewährt haben.

Ein solcher Pfahl von 6 m Länge 50 cm oberem und 15 cm unterem Durchmesser mit ungefähr 29 t belastet soll sich nicht gerührt haben.

Welcher Art der Boden war, ist leider nicht erwähnt und davon hängt doch schließlich die Tragfähigkeit in erster Linie ab. (Zement und Beton 1903 April.)

b) Pfähle aus Eisenbeton. Es liegt sehr nahe, Betonpfähle, welche in der Erde hergestellt werden, auch mit Eiseneinlagen zu versehen, um sie gegen Biegungsbeanspruchungen widerstandsfähiger zu machen. Es wird sehr häufig genügen, die Eiseneinlagen nur auf den oberen Teil des Betonpfahles, soweit er in weicheren Bodenschichten steckt oder ganz frei steht, zu beschränken. Indessen hat man in Amerika doch auch häufig — bei Ausführung der sogen. Simplex-Pfähle — die Eiseneinlage bis unten an die Spitze reichen lassen. Man ist dabei wie folgt vorgegangen. Siehe Fig. 497. Ein schmiedeeiserner Hohlzylinder wird über den Hals einer vorher angefertigten Betonspitze geschoben und mit einer gewöhnlichen Ramme bis zur erforderlichen Tiefe eingetrieben.

Fig. 497. Fig. 496.



Zur Übertragung der Schläge auf den Hohlzylinder dient ein Aufsetzer aus Eichenholz. Nach völliger Eintreibung des Hohlzylinders wird die Eiseneinlage des Pfahles in Gestalt eines Streckmetallmantels soweit hineingeschoben, bis dessen unteres Ende auf der Betonspitze aufsitzt. Sodann wird Beton in die Öffnung gebracht und der Hohlzylinder mit der fortschreitenden Betonierung allmählich herausgezogen. Der Zylinder kann dann mit einer neuen Spitze versehen und zur Herstellung eines anderen Pfahles verwendet werden.

Um die Pfähle in festem Boden herzustellen, wird nur ein Hohlzylinder verwendet. Ist jedoch der feste Boden von einer Wasser- und unter dieser etwa noch von einer Schlammschicht bedeckt, so wird (siehe Fig. 497) ein zweiter Zylinder über den ersten geschoben und mit diesem durch eine Schelle verbunden, so daß er gleichzeitig mit ersterem eingetrieben werden kann. Der zweite Zylinder ist kürzer als der eigentliche zum Eintreiben bestimmte, und reicht nur durch Wasser und Schlamm etwas in den festen Boden hinein, wenn der längere Zylinder vollständig eingetrieben ist. Durch Lösen der Schelle läßt sich der längere, innere Zylinder allein herausziehen, während der äußere als Schutz des über dem festen Boden liegenden Pfahlteiles dauernd an seinem Platze belassen wird. Die Zylinder bestehen meistens aus 10 mm dickem Eisenblech. (Zement und Beton 1904 Juni.)

Bei dieser Ausführungsweise wird es immer fraglich bleiben, ob der Beton genügend durch die Öffnungen im Streckmetall hindurchgetrieben wird, um das ganze Pfahlloch auszufüllen. Man wird sich also nicht so sehr auf die Reibung im Boden als auf die Tragfähigkeit des Bodens unter

der Spitze verlassen müssen, und außerdem für den Beton kein grobes Material verwenden dürfen. Auch empfiehlt es sich, wie es in Amerika üblich ist, den Beton nasser anzumachen als bei uns gebräuchlich. Sicherer sind in dieser Beziehung die Eisenbetonpfähle, die vorher fertiggestellt und nachher wie Holzpfähle eingerammt, oder eingerammt und eingespült werden.

Diese Ausführungsweise ist in erster Linie von dem Franzosen Hennebique betrieben und in den verschiedensten Ländern verbreitet, wie überhaupt die Anfänge des Eisenbetonbaues auf Frankreich zurückzuführen sind. (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902 Nr. 45).

Die erste Anwendung vorher gefertigter Eisenbetonpfähle ist, soviel bekannt, anfangs der 90er Jahre in Rotterdam gemacht und wenn diese auch noch wenig erfolgreich war, so ist es doch inzwischen den Bemühungen der Ingenieure gelungen, diese Bauweise so zu vervollkommnen, daß man ihr eine bedeutende Zukunft mit Sicherheit voraussagen kann. Die Pfähle werden entweder stehend (s. Fig. 502) oder liegend hergestellt. Der Vorzug der stehenden Herstellungsweise besteht darin, daß der Beton in der Richtung der späteren Beanspruchung auf Druck gestampft wird, der Druck also senkrecht zur Lage der Schichten wirkt. Der nicht unwesentliche Nachteil dieser Herstellung liegt aber darin, daß der Beton in einem engen Raume gestampft werden muß, sodaß nur höchstens 2 Arbeiter mit Stampfen beschäftigt werden können, sowie daß für diese Arbeit und für das Halten der Pfähle in senkrechter Stellung Rüstungen nötig sind, die bei langen Pfählen Zeitverlust und Kosten verursachen.

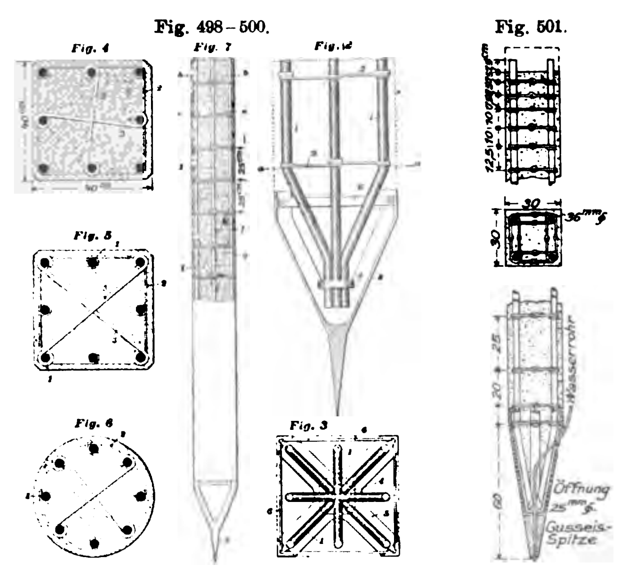


Fig. 498–500. Fig. 501.

Bei liegender Herstellung laufen die Schichten parallel zur späteren Druckbeanspruchung, die Herstellung erfordert aber weniger Zeit und Kosten. Wenn man den Beton übrigens naß genug anmacht, so kann bei dieser Herstellung wegen der Schnelligkeit von einzelnen Schichten kaum die Rede sein, wenn man nur darauf hält, daß in der Ausführung keine Pausen gemacht werden.

Eine Ausbildung, wie sie Hennebique anfangs seinen Pfählen gegeben hat, zeigt Fig. 498—500. Das Beispiel ist von der Ausführung eines Landesteges in Noworossysk, Rußland, entnommen. Nicht sehr günstig ist die Armierung der Spitze mit Schuh, die mit der übrigen Eisenarmierung nicht fest verbunden ist. Spätere Ausführungen zeigen entsprechende Verbesserungen. Die Pfähle werden meist rechteckig, seltener rund (wegen der Schwierigkeit der Herstellung) ausgeführt. Meist genügen Rundeisen in den Ecken, mitunter werden, wie die Fig. zeigt, auch in der Mitte der Seitenflächen noch solche angeordnet. Die Bügel, die Hennebique anfangs

aus Flacheisen herstellte, werden besser aus dünnen Rundeisen oder Drähten gebildet. Bei stärkeren Pfählen umfassen sie nicht nur die Rundeisenarmierung längs der Oberfläche des Pfahles, sondern kreuzen auch den inneren Betonkern, um diesen gegen Abscherung zu sichern.

Die Fig. 501 zeigt Ausbildung von Pfählen, wie sie bei einer großen Anzahl bedeutender Bauten in Nordamerika angewendet wurden. Die Pfähle haben bei rechteckigem Querschnitt eine pyramidenförmige Spitze und sind aus Portland-Zement-Beton (meist in der Mischung 1 : 2 : 4) hergestellt. Die Eiseneinlage besteht aus 4 Rundeisen (36 mm) in den Ecken, die an der Spitze zusammengezogen sind. Die gußeiserne Spitze ist mit dem Pfahlkörper mittels schmiedeiserner Bügel verbunden. Die Rundeisen-Einlagen sind in wechselnden Abständen mit Drähten (4 bis 5 mm) verbunden, welche die Rundeisen umschlingen. Am Pfahlkopfe wird die Betonierung noch etwa 5 cm höher geführt, als die Eiseneinlagen, damit diese nicht von den Schlägen der Ramme zu stark erschüttert werden. Nach erfolgter Einrammung wird dieser Beton abgeschlagen, um die Rundeisen im Pfahl unmittelbar mit den Eisen der darüber etwa anzubringenden Beton-Eisenkonstruktion zu verbinden, wie aus Fig. 502 ersichtlich ist, welche das Fundament eines 10stöckigen Gebäudes in Newyork darstellt. Bei demselben sind die Pfähle, je nach der aufzunehmenden Last in Gruppen von 2, 4 oder 6 Stück angeordnet und durch eine Betonplatte mit starken Eiseneinlagen abgedeckt. Ganz ähnlich sind die Pfähle für die im Jahre 1898 in Woolston (Southampton) hergestellte Ladebrücke, welche in unserer Quelle (Zement und Beton 1904, April) beschrieben und dargestellt ist. Sie besteht ganz aus Eisenbeton und trägt einen Kran von 30 t Tragkraft.

Fig. 502.

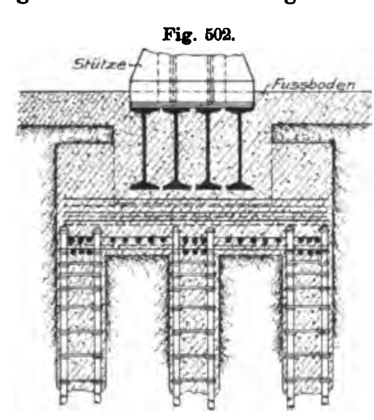


Fig. 503.

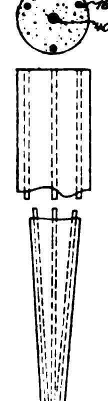


Fig. 503 stellt die von Ing. Raymond gewählte Bauart dar. Die Pfähle enthalten einen Rundstab von 40 mm in der Mitte, der bis unten hin reicht und 3 Stäbe von 18 mm, die, wie der Querschnitt zeigt, um diesen herum angeordnet sind. Der Pfahl nimmt gleichmäßig vom Kopf bis zur Spitze ab.

Die erste Anwendung von Eisenbetonpfählen in Deutschland fand bei dem Fundamente einer kleinen Straßenbrücke bei Brumath im Elsaß durch den Ingenieur Züblin nach dem System Hennebique statt. Das Nähere über diesen Bau findet man in „Beton und Eisen“ 1903, Heft 1 S. 9.

Bedeutend umfangreicher war die Beton-Eisenpfahl-Verwendung bei der Gründung des Amtsgerichts-Gebäudes auf dem Wedding in Berlin, welche unter Leitung des Bauinspektors Hertel von der Firma Möbus und Tesch ausgeführt wurde.

Die Probepfähle waren etwas anders armiert als die später verwendeten. Sie enthielten 16 Rundeisen von 12 mm, die in Abständen von je rd. 50 cm durch gelochte 40/5 mm starke Bandeisen zusammengehalten wurden. In der Spitze lagen die Verbindungen näher an einander, und die 4 Eisen in den Ecken wurden unten in der Spitze zusammengeschweißt. Diese Probepfähle wurden liegend gestampft und während des Einstampfens legte man noch zwischen den Flacheisen-Verbindungen verschiedene lose

Eisenteile in den Beton ein, wodurch eine innige Verbindung des Eisengerippes mit dem Betonkern erreicht wurde.

Die Pfähle wurden teils ohne, teils mit Wasserspülung eingerammt, wobei nur 1 Pfahl von 9 am Kopfende beschädigt wurde. Die angestellten Belastungsproben ergaben, daß bei den vorliegenden Bodenverhältnissen das Einspülen durchaus unzulässig war, denn die eingespülten Pfähle setzten sich bei nur mäßiger Belastung bis über 40 cm und waren nach 6 Wochen noch nicht in Ruhe. Die nur mit der Ramme eingetriebenen Pfähle dagegen sanken bei rd. 33 t Belastung nur wenige Millimeter und rührten sich bald überhaupt nicht mehr.

Diese Erscheinung ist zweifellos nur auf die besondere Bodenbeschaffenheit zurückzuführen und darf nicht davon abschrecken, bei geeignetem Boden die Spülung anzuwenden, welche die Arbeit sehr beschleunigt. Der Boden hatte dort sicherlich so starke Kohäsion, daß, nachdem durch die Spülung die Reibung längs der Pfahlwände zum großen Teile aufgehoben war, nach beendigtem Eintreiben der Boden sich nicht wieder fest gegen den Pfahl anlegte und die Reibung wiederherstellte. Die eingespülten Pfähle wirkten also fast ausschließlich durch den Widerstand gegen die Spitze.

Will man in derartigem Boden die Spülung zu Hilfe nehmen, so muß man die Pfähle von oben nach unten gleichmäßig verjüngen und zuletzt nur rammen (ohne spülen). In reinem Sand und Kies, der nachstürzt, kann man bis zuletzt spülen.

Nach diesen Probepfählen machte man Pfähle von viereckigem Querschnitte mit 16 Rundeisen von nur 10 mm und Bandeisen-Verbindungen von nur 40/1,5 mm Stärke in Abständen von 25 cm und ließ die losen in den Kern hineingelegten Eisenteile weg.

Diese ebenfalls liegend gestampften Pfähle bewährten sich nicht. An den Bruchstellen zeigte sich, daß die einzelnen Lagen nicht gut an einander gebunden und daß sie nicht gleichmäßig gut gestampft waren. Unsere Quelle (Beton und Eisen 1903, Heft 4) schiebt dies auf die große Anzahl (10) Arbeiter, welche an jedem Pfahle gleichzeitig stampften und nicht gleich gut arbeiteten. Aus diesem Grunde wurde diese Ausführungsweise verlassen und die Pfähle wurden stehend in 2 Rücken an Rücken stehenden Formreihen hergestellt Sie bekamen dreieckigen Querschnitt mit abgestumpften Ecken, 3 Rundeisen von 26 mm und Drahtverbindungen von 5 mm in Abständen von nur 20 cm.

Diese Ausführung bewährte sich gut und wurde für die Zukunft beibehalten. Man hat einzelne derselben herausgezogen und wiederholt (im ganzen 4 mal) eingerammt, ohne daß bedenkliche Beschädigungen zu bemerken gewesen wären. Dabei hatte man dem Bär von 1,8 t Gewicht bis 1,7 m Hubhöhe gegeben, die Pfähle also stark beansprucht.

Die Ansicht des Verfassers unserer Quelle (des leitenden Architekten Herrn Hertel), daß die stehend gestampften Pfähle gleichmäßiger ausfallen, weil nur 2 Arbeiter daran beschäftigt werden können, ist sicher richtig. Trotzdem wird man die liegende Herstellung später mehr anwenden, weil sie viel bequemer und billiger ist. (Bei den im Jahre 1905 ausgeführten Rammarbeiten am Zentralbahnhof in Metz wendete Züblin bis 15 m lange, liegend gestampfte Eisenbetonpfähle an.) Selbstverständlich dürfen nur sehr geübte Leute dabei beschäftigt werden, die bei der ersten Ausführung in Berlin wohl noch fehlten. Die Ausführung von Eisenbetonpfählen wird daher in solider Weise nur von Spezialunternehmungen ausgeführt werden können, die imstande sind, einen Stamm geübter Arbeiter ständig zu beschäftigen.

Näheres über die Vorgänge bei der Herstellung findet man in der mehr erwähnten Quelle. Es sei hier nur noch hervorgehoben, daß die genaueste Lage der Eiseneinlagen für die Haltbarkeit der Pfähle wichtig ist, daß die Länge der Pfähle 5, 6,5 und 8 m betrug, daß sie 6—8 Tage in den Formen und bis zum Rammen im ganzen mindestens 4 Wochen unter

stetem Feuchthalten liegen blieben. Man muß ferner sehr vorsichtig in der Auswahl des Zementes sein.

Ein Vorzug der Eisenbetonpfähle ist noch der, daß man sie am Kopfe ausbessern, ja sogar verlängern kann, wenn sie bis nahe zum Kopfe eingerammt sind. Man hat nur nötig, die Rundeisen des eingerammten Pfahles auf etwa 50 cm vom Beton zu entblößen, die Rundeisen für die Verlängerung neben dieselben zu stellen und die Drahtverbindungen um beide zu schlingen. Dann kann man die Verlängerung stehend herstellen und nach 4 Wochen weiter rammen.

Fig. 504.

Es muß noch bemerkt werden, daß Hertel durch Versuche festgestellt hat, daß die Herstellung der Pfähle stehend billiger werde, als liegend. Ob bei dieser Beobachtung nur die Stampferlöhne berücksichtigt sind, oder auch die Kosten für Gerüste usw. ist nicht ersichtlich. Die Rüstungskosten ergeben sich bei der gewählten Form der Pfähle allerdings nicht sehr hoch, da die Formen für 2 Pfahlreihen Rücken an Rücken aufgestellt wurden. Zwei Seiten des Dreiecks waren daher in der Form beider Reihen gemeinsam. Dies verbilligte die Anlagen natürlich wesentlich. Allgemein wird diese Ansicht von vielen Unternehmern nicht geteilt

Die zweite größere Gründung auf Eisenbetonpfählen in Deutschland wurde in Hamburg durch den Diplom-Ing. H. Deimling zus. mit der Firma Züblin im Jahre 1903 ausgeführt. Es handelte sich um die Gründung von Hochbauten für die neuen Bahnhofsanlagen, welche unter Oberleitung des Herrn Geh. Baurat Cäsar ausgeführt werden. Die Länge der Pfähle schwankt hier zwischen 5 und 12 m, der Querschnitt war ein Qradrat von 36 cm Seite. Die Pfähle wurden auch hier in senkrechter Stellung angefertigt. Die Schalung wurde zwischen Gerüsten aufgestellt, auf zwei Seiten bis zur vollen Höhe geschlossen, auf den beiden anderen stückweise mit dem Fortschreiten der Arbeit durch schmale Bretter hergestellt.

Die Eiseneinlagen bestanden aus 4 Rundeisen von 25 mm, welche unten zur Spitze zusammengezogen wurden. Die Rundeisen sind in Abständen von 25 cm durch Drähte von 8 mm verbunden.

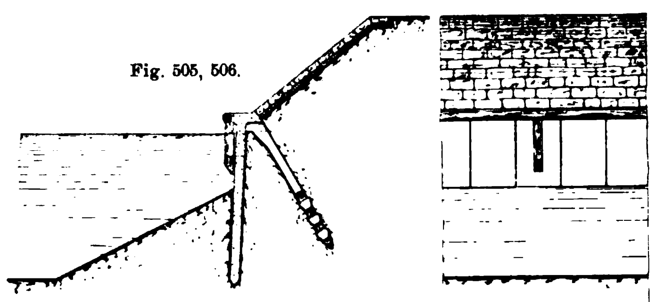


Fig. 505, 506.

Die Konstruktion — namentlich auch der Pfahlspitze (Patent Züblin) — zeigt Fig. 504. Von 600 Pfählen zerbrachen nur 3, trotzdem einzelne bis 400 Schläge von einem 4 t schweren Bär erhielten. (Siehe unter Rammen S. 16.)

Die Pfähle sollten eine Last von je 50 t aufnehmen. Eine Probebelastung mit 50 t ergab eine Bewegung von 1,2 mm, die Vermehrung auf

85 t eine Bewegung von im ganzen 2,5 mm. Nach 8 Tagen Belastungsdauer war die Einsenkung auf 3 mm gestiegen, die aber nach der Entlastung auf die Hälfte zurückging.

Fig. 505 u. 506 stellen noch eine Uferbefestigung mit Eisenbeton-Zugpfählen dar, die mit Widerhaken versehen sind. (Konstr. ist der Akt.-G. f. Hoch- u. Tiefbauten zu Frankfurt a. M. gesetzlich geschützt.[1])

Der Querschnitt, Fig. 505, ist ungefähr derselbe, welchen Reg.- und Baurat Ottmann für eine 10 km lange Uferbefestigung im neuen Kohlenhafen zu Ruhrort entworfen hat, die nach ihrer Fertigstellung das größte derartige Werk in Eisenbeton sein dürfte.

Die Eiseneinlagen bei diesen Pfählen sind in gleicher Weise ausgebildet, wie bei den Spundpfählen, Fig. 332 und 333 S. 149, für dieselbe Uferbefestigung.

Über die Mischungsverhältnisse des zu Pfählen zu verwendenden Betons sei folgendes bemerkt.

Bei der Gründung in Hamburg sind die drei Verhältnisse 1 T. Zement, 2 T. Sand und 3 T. Kies, ferner $1 : 1^1/_2 : 2^1/_2$ und endlich $1 : 1^1/_2 : 1^1/_2$ versucht und alle drei haben sich gut bewährt. Jedenfalls darf man nicht zu groben Kies nehmen, um eine vollkommene Einschließung aller Eisenteile zu erzielen. Auch verwende man den Zement etwas nasser als es sonst bei der Herstellung von Stampfbeton in großen Lagen üblich ist.

Feiner Schotter ist dem Kies wegen der rauheren Flächen vorzuziehen.

G. Tragfähigkeit von Rostpfählen.

Literatur.

Über die Tragfähigkeit hölzerner und eiserner Pfähle: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1870 S. 420; The Journal of the Franklin Institute 1868. — Belastung der Rostpfähle bei der neuen Elbbrücke bei Pirna: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1878 S. 33. — Tragkraft eines eingerammten Pfahles nach einer in England gebräuchlichen empirischen Formel: Zentrlbl. d. Bauv. 1883 S. 48; Exc. Min. of Proc. of the Inst. of Civ. Eng. Sess. 1883/84. — Deutsche Bauztg. 1887 S. 583. Aus dem Eindruck, welchen der Pfahlkopf in den Holm gemacht hatte, wurde in Hamburg durch Versuche die Belastung des betr. Pfahles zu 40 bis 42 t ermittelt. Wollny's Forschungen auf dem Gebiete der Agrikulturphysik, Jahrgang 1889, enthält Untersuchungen über Cohärenz der Bodenarten, durch Eintreiben eines Keiles ermittelt. — Calcule du nombre des pieux pouvant supporter une maçonnerie donnée, in: Les annales des trav. pupl. 1891 Fevrier, S. 29. — Formeln über Wirkung der Rammen und Tragfähigkeit der Pfähle von O. Ossent in Schweiz. Bauztg. 1889 Apr., S. 109. Ossent entwickelt die verbesserten Redtenbacher'schen Formeln. — Tragfähigkeit eingerammter Pfähle: Transactions of the American society of civil engineers 1892 August, S. 99 bis 114 und 129 bis 172. — Wirkliche Tragfähigkeit eingerammter Pfähle: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1893 S. 369, 478; 1894 S. 162; Eng. news 1893 I S. 171; 1893 II S. 3; 1894 I S. 544. — Tragfähigkeit eingerammter Pfähle nach Versuchen beim Bau d. öff. Bibliothek in Chicago: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1895 S. 69. — Tragfähigkeit eingerammter Pfähle: Eng. news 1894 I S. 283, 348. — Die Bestimmung der Tragfähigkeit eingerammter Pfähle von Kreuter: Zentralbl. d. Bauv. 1896 S. 145, 190; 1897 S. 46. — Entgegnungen auf die Ausführungen von Kreuter von Bubendey: Zentralbl. d. Bauv. 1896 S. 533, 545; 1897 S. 160. — Vergleiche von Probebelastungen von Pfählen mit der nach d. theoretischen Formeln berechneten Tragfähigkeit beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals v. Fülscher: Zeitschr. f. Bauw. 1897 S. 526. — Belastungsversuche mit Pfählen von Lenz in Cuxhaven: Zeitschr. f. Bauw. 1898 S. 300; Eng. news II S. 314. — Formel für die Tragfähigkeit von Haswell: Proc. Am. soc. of civ. eng. 1899 Mai S. 280. — Rammformeln, ihr Bau und d. Sicherheitsziffern: Proc. amer. soc. of civ. eng. 1899 Sept. S. 539—548. — Tragfähigkeit von Beton-Eisenpfählen von Emperger: Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1902 S. 746. — Betoneisenpfähle für Grundbauten: Pfähle von 9 m Länge 30/30 cm stark sollen 40 t tragen: Génie civ. 1904 Bd. 44 S. 172. — Tragkraft von Pfählen: Zentralbl. d. Bauv. 1904 S. 162.

Stehen die Pfähle mit den Spitzen auf festem Fels, so ist ersichtlich, daß man sie so stark belasten kann, als die Knickfestigkeit des Holzes es gestattet. Ein Pfahl jedoch, der seiner ganzen Länge nach in nachgiebigem Boden steht, ist sehr empfindlich gegen den Horizontalschub, und aus diesem Grunde muß ein Pfahlrost auf hartem Fels, in den die Spitzen nur wenig einzutreiben sind, von allen Seiten gegen einseitiges

---

[1]) Weitere Betonpfahl-Ausführungen dieser Firma finden z. Zt. (1905) in Lübeck, Hamburg, Wismar und Ruhrort statt.

Ausweichen durch Strebepfähle gesichert werden, wozu das Nötige bereits früher angegeben ist.

Ungleich schwieriger ist die Tragfähigkeit von Pfählen zu bestimmen, die auf nachgiebigem Boden stehen. Zur Berechnung derselben sind auf theoretischem Wege Formeln entwickelt worden, bei denen die Tragfähigkeit zu dem Einsinken des Pfahles nach dem letzten Rammschlage in Beziehung gebracht ist. Da sich aber die Wirkungen der lebenden Kraft des Stoßes mit denen einer ruhigen Belastung nicht vergleichen lassen, und da man die Eigentümlichkeiten verschiedener Erdarten höchstens durch Einführung von Koeffizienten berücksichtigen könnte, die noch fehlen, so darf man auf Zuverlässigkeit dieser Art von Formeln nicht rechnen.

Ganz unzuverlässig müssen die Ergebnisse der Formeln für Bodenarten sein, welche mehr oder weniger die Eigenschaften von Flüssigkeiten besitzen und die elastisch sind, wie Tonboden, so lange derselbe nicht so fest ist, daß er aufhört knetbar zu sein und zu kleben. Für Sandboden dagegen mag man die Formeln anwenden, weil bei ihnen der Sicherheits-Koeffizient die Schwäche der Formeln ausgleicht.

Die wohl am meisten angewendete Formel von Brix (welche auf die Zusammenpressung des Holzes keine Rücksicht nimmt) lautet:

$$\text{I.}\quad P = \frac{h\,Q^2 q}{e\,(Q+q)^2},$$

und darin bedeutet: Q das Bärgewicht, q das Pfahlgewicht (beides in kg), h die Fallhöhe des Bären in mm, e die Tiefe, um welche der Pfahl beim letzten Schlage noch eindringen darf, in mm, P die größte Belastung (Grenzbelastung), welche der Pfahl noch tragen kann, ohne tiefer einzusinken.

Sei ferner die zulässige Belastung des Pfahles $p = \frac{1}{m} P$, worin m je nach der Wichtigkeit des Bauwerkes = 8—4 zu nehmen, T die ganze Tiefe, um welche der Pfahl eingerammt ist, und n die Anzahl der hierzu erforderlichen Schläge, so ist:

$$\text{II.}\quad p = \frac{1}{m}\,\frac{h\,Q^2 q}{e\,(Q+q)^2};\quad \text{III.}\quad e = \frac{1}{m}\,\frac{h\,Q^2 q}{p\,(Q+q)^2}\quad \text{und:}\quad \text{IV.}\quad T = \frac{1}{m}\,\frac{n\,h\,Q^2 q}{p\,(Q+q)^2}.$$

Bei Anwendung eines Rammknechtes vom Gewicht q_1 ist:

$$\text{V.}\quad p = \frac{1}{m\,e_1}\,\frac{h\,Q^2 q\,q_1{}^2}{(Q+q_1)^2\,(q_1+q)^2},$$

worin e_1 das Eindringen des Pfahles bei 1 Schlag bedeutet.

Unter Berücksichtigung der Zusammenpressung des Holzes ist nach Weißbach:

$$\text{VI.}\quad P = -\frac{a\,E\,e_1}{l} + \sqrt{\frac{2\,Q\,h\,a\,E}{l} + \left(\frac{a\,E\,e_1}{l}\right)^2}$$

oder nach Redtenbacher, auch mit Berücksichtigung des Pfahlgewichtes q

$$\text{VII.}\quad P = -\frac{a\,E\,e_1}{l} + \sqrt{\frac{2\,Q^2\,h\,a\,E}{l\,(Q+q)} + \left(\frac{a\,E\,e_1}{l}\right)^2}.$$

In diesen Formeln bedeutet E den Elastizitätsmodul des Holzes, bezogen auf qmm, a den Querschnitt des Pfahles in qmm und l die Länge des Pfahles in mm, während die übrigen Buchstaben dieselbe Bedeutung haben, wie in der Brix'schen Formel.

Bei dem Bau der Berliner Stadtbahn wurde die Weißbach'sche Formel auf ihre Zuverlässigkeit geprüft. Der Boden, in den die Versuchspfähle geschlagen wurden, bestand durchweg aus losem Sand. Die Probebelastung auf einfache Sicherheit an 8—9 m langen, ganz eingerammten Pfählen, bei denen die Last nach einigen Stunden wieder entfernt wurde, ergab, daß

ein Sinken des Pfahles unter der aus der Formel berechneten Last P, wenn man als e den letzten Anzug des Pfahles nahm, erst nach 10- bis 15maligem Aufbringen der Last aufhörte. Bei keinem der Probepfähle betrug das Sinken bei einer gesamten Dauer der Belastung von 60—80 Stunden mehr als 23 mm.

Bei Pfählen, die nur auf ein Stück ihrer Länge (3—4 m) eingerammt waren, trat ein tiefes Einsinken in den Boden ein, wenn man das der Formel entsprechende Gewicht P aufbrachte. Für diese Fälle zeigte sich die Formel also ganz unzuverlässig.[1])

Von der Ansicht ausgehend, daß die Tragfähigkeit eines Pfahles mindestens gleich sein muß dem Reibungswiderstande, welchen derselbe im Erdreich erfährt, und den man beim Ausziehen von Pfählen messen kann, hat Hurtzig auch für Tonboden eine Formel aufgestellt. Die Beobachtungen dazu wurden an den Pfählen eines Fangedammes gemacht, die in festen blauen Ton eingerammt waren und demnächst wieder ausgezogen wurden. Die Art und Weise, wie Hurtzig den Reibungswiderstand für die Einheit der Pfahl-Umfläche festgestellt hat, ist indessen anfechtbar: die Pfähle hatten quadratischen Querschnitt und bildeten Wände, d. h. sie standen dicht zusammen. Infolgedessen nimmt Hurtzig an, daß die Reibung nur von 2 Seiten der Pfähle stattfand, und erhält jedenfalls einen zu großen Reibungswiderstand für die Flächeneinheit. Denn, wenn auch zugegeben wird, daß an der Seite des Pfahles, von der soeben der Nachbarpfahl entfernt wurde, nur eine geringe oder gar keine Reibung stattfand, so kann man dies von der entgegengesetzten Seite, auf der die Pfähle noch stehen, jedenfalls nicht annehmen. Es würde daher richtiger sein, anzunehmen, daß die Reibung an 3 Seiten stattfand, wodurch sich der von Hurtzig berechnete Reibungswiderstand um $^1/_3$ vermindert.

Hurtzig fand denselben zu 9159 kg für 1 qm (1875 Pfd. pro □' engl.). Bei Verteilung der Reibung auf 3 Seiten des Pfahles würde dieselbe rund 6000 kg betragen. Die Formel, welche Hurtzig aufstellt, lautet für metrisches Maß:

$$e = \frac{h\,Q}{P} - \frac{P}{\underset{(2060)}{1300}}, \text{ oder nach } P \text{ aufgelöst:}$$

$$\text{VIII.} \quad P = -\overset{(1080)}{650}\,e + \sqrt{\overset{(1\,060\,900)}{422\,500}\,e^2 + \overset{(2060)}{1300}\,h\,Q}.$$

Die Buchstaben haben dieselbe Bedeutung wie in den übrigen Formeln; h und e sind in mm, die Gewichte P und Q in kg zu nehmen. Die eingeklammerten Zahlenwerte entsprechen dem größeren von Hurtzig berechneten Reibungswiderstand, die nicht eingeklammerten sind die um $^1/_3$ verminderten.

Bei den Versuchen von Hurtzig standen die quadratischen Pfähle i. M. 5,64 m tief im Boden, der nur in schwachen oberen Schichten aus Torf und Sand, der Hauptsache nach aber aus festem Ton bestand. Die Gesamt-Umfangsfläche betrug auf dieser Länge 7,06 qm, von der Hurtzig nur die Hälfte, Verfasser dagegen $^3/_4$ als der Reibung ausgesetzt ansieht. Der gesamte mittlere Reibungswiderstand betrug für 1 Pfahl 32 330 kg.

Ob die Hurtzig'sche Formel auch für geringere Tiefen und Ton von geringer Festigkeit angewendet werden darf, müssen anderweitige Versuche erst klar legen. —

Nach Versuchen von Haagsma (Tydschrift van het kon. inst. van ing. 1886/87 S. 56) liefert die Formel von Redtenbacher (S. 264 unter VII) bessere Ergebnisse als die von Brix (ebenda I). Haagsma macht mit Recht darauf aufmerksam, daß alle bisherigen Formeln unzuverlässig sind, weil sie die Reibung des Bodens nicht berücksichtigen.

---

[1]) I. Wex. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267.

Nach Versuchen, die Geiß in Düsseldorf anstellte, kamen die Werte aus der Formel von **Brix** auch bei nachgiebigem Untergrunde der Wirklichkeit näher, als diejenigen aus der Formel von Hurtzig. Die Formel von Brix gab zu kleine Werte, die von **Hurtzig** viel zu große. (Zentralbl. d. Bauv. 1904 S. 162.) Erstere bietet also mehr Sicherheit.

Eine Formel von **Ritter** für die Tragfähigkeit von Pfählen lautet:

$$P = \frac{h}{e} \cdot \frac{Q^2}{Q+q} + Q + q,$$ worin bedeutet:

Q = Gewicht des Rammbären } in kg
q = Gewicht des Pfahles }
h = Fallhöhe der Bären beim letzten Schlag } in cm
e = Eindringen beim letzten Schlag }

Endlich entwickelt **Ossent** die verbesserte **Redtenbacher'sche** Formel:

$$1)\quad P = \frac{1}{\delta}\left(-\frac{e}{2} + \sqrt{\frac{\delta h Q}{1+n} + \frac{e^2}{4}}\right)$$ und

$$2)\quad P = \frac{1}{\delta^1}\left(-\frac{e}{2} + \sqrt{\frac{\delta_1 h Q}{1+n_1} + \frac{e^2}{4}}\right),$$ worin

Q = Bärgewicht }
q = Pfahlgewicht } in kg
q_1 = Gewicht der Jungfer }

$n = \frac{q}{Q}$ und $n_1 = \frac{q + q_1}{Q}$

h = Fallhöhe des Bären in mm
a = Querschnitt des Pfahles in qmm
l = Länge des Pfahles in mm
E = Elastizitätsmodul des Holzes in Bezug auf qmm = 1200

$d = \frac{l}{aE}$ und $\delta_1 \frac{l + l_1}{a E}$ worin

l_1 = Länge der Jungfer in mm, deren Querschnitt = dem des Pfahles (a) genommen ist.

P die größte Last, welche der Pfahl tragen kann. Formel 1 gilt für Pfähle, welche ohne Jungfer geschlagen wurden, Formel 2 für solche mit Jungfer.

Alle Formeln sind aber wenig zuverlässig, weil die Verschiedenheit der Bodenarten nicht genügend berücksichtigt werden kann.

Bei wichtigeren Bauwerken muß man daher durch **Belastung von Probepfählen** sich Überzeugung von der Tragfähigkeit verschaffen.

Auf den bei umfangreichen Bauwerken an verschiedenen Stellen zu schlagenden Probepfählen muß die Belastung während längerer Zeit ruhen; namentlich ist dies bei Tonboden notwendig.

Es seien einige Belastungsangaben der Rostpfähle ausgeführter Bauwerke mitgeteilt:

Brücke bei **Neuilly**. Die Rostpfähle 31 cm stark sind mit je 52800 kg belastet. Dieselben stehen in Kies und mit den Spitzen auf Fels.

Brücke bei **Orleans** 52 500 kg. Ein Pfeiler dieser Brücke setzte sich um 0,26 m.

Brücke bei **Tours** (eingestürzt) 76 900 kg.

Weichselbrücke bei **Graudenz** 39750 kg. Die Rostpfähle dienen hier nur zur Sicherung des Fundamentes und es wird auf ihre Tragfähigkeit erst gerechnet, wenn die Betonsohle unterspült ist.

Sehr geringe Belastungen haben wegen der besonderen Bodenbeschaffenheit die Rostpfähle der **holländischen** Bauwerke: Schleusenbauten im nordholländischen Kanal 12 500 kg. Entwässerungsschleuse bei Katwyk 8250 kg. Kaimauern auf Feyenoord bei Rotterdam bei niedrigem Wasserstande 5510—8110 kg.

Perronet empfiehlt Pfähle von 0,21—0,24 m Durchmesser mit 25 000 kg, solche von 0,31 m Durchmesser mit 50 000 kg zu belasten. Dabei setzt er jedenfalls sehr guten festen Untergrund voraus.

Das Verfahren, die Pfähle einzuspülen, hat vor dem Einrammen den Vorteil voraus, daß die Pfähle keiner Zuspitzung bedürfen. Mit der Zuspitzung wird nämlich sowohl der Widerstand gegen das Eintreiben als auch die Tragfähigkeit vermindert; letztere beruht bei eingerammten Pfählen vornehmlich auf der Reibung, abgesehen von der beim Rammen erzeugten Verdichtung des Bodens, die aber bei manchen Bodenarten mit der Zeit wieder abnimmt. Der eingespülte Pfahl behält seine volle tragende Grundfläche die man umso stärker belasten kann, als mit der Tiefe die Tragfähigkeit des Bodens wächst.

Um den Baugrund unter dem Pfahle zu verdichten, empfiehlt es sich, demselben nach beendeter Einspülung einige kräftige Schläge mit einem schweren Rammklotze zu erteilen.

H. Schraubenpfähle; eiserne Pfähle.

Literatur.

Mitchel, Submarine Foundations. — Nouv. Ann. de la Constr. 1871, 1874, 1877, 1879, 1881; Zeitschr. f. Bauw. XXI; Allgem. Bauztg. 1850, 1858; Deutsche Bauztg. 1870, 1874, 1878, 1882; Wochenbl. f. Archit. u. Ingen. 1882; Engineering 1883 II; Zentralbl. d. Bauv. 1885, S. 281. — Schraubenpfähle mit schwacher Steigung nach der Anordnung des Ingenieurs Lauro Pozzi in Mailand: Ann. industrielles 1890 Nov. S. 586. — Schraubenpfähle als Schiffshalter (Dalben) im Wasser, Schiffshaltepfähle am Lande, Pegel für Strombauten, Brückenstützen und Eisbrecher: Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 299. — Dietz: Gründungen mit Eisen. Verschiedene Brückenstützen kurz beschrieben: Deutsche Bauztg. 1891 S. 6. — Gründung der Amerik. Turmhäuser auf Stahlsäulen: Rev. techn. 1894 S. 558–560. — Gründung auf Schraubenpfählen: Génie civ. 1894 B. 24 S. 858. — Schraubenpfahlgründung der Pfeiler für die Landungsbrücke zu Blankenberge: Engineer 1895 I S. 220; Eng. news 1895 I S. 860. — Absenkung von Schraubenpfählen mittels Druckwassers: Eng. rec. 1900 Bd. 41, S. 570; Eng. news 1900 II S. 90. — Schraubenpfähle f. d. Pfeiler der Rollbrücke über den Dee zu Queensferry: Eng. news 1900 I S. 47.

a. Hölzerne Pfähle mit Schraubenschuh.

Derartige Pfähle sind zuerst von dem englischen Ingenieur Mitchel angewendet worden und zwar in der Form, welche Fig. 507 zeigt, mit zweierlei Gewinden, von denen das untere, kleinere, zum Vorschneiden, das obere zur Übertragung der Last auf den Baugrund dient. Die Mitchel'sche Form des Schuhes lehnt sich eng an die eines gewöhnlichen Pfahlschuhes an; sie kann bei gewisser Bodenbeschaffenheit sich als unzweckmäßig erweisen. Dies war beispielsweise der Fall bei den Molenbauten des Hafens bei Velsen, wo man die Schraubenpfähle als Gerüstpfähle verwendete. Sie standen in Triebsand, wurden vielfach unterspült und stellten sich alsdann schief; es trat dies auch noch ein, nachdem man mit dem Durchmesser des Gewindes bis auf 1,2 m gegangen war. Dieser Mängel wurde man erst Herr, als man sich zur Wahl einer anderen Schraubenform, Fig. 508, entschloß, welche ein fortlaufendes Gewinde von gleicher Ganghöhe auf konoidischer Fläche zeigt.

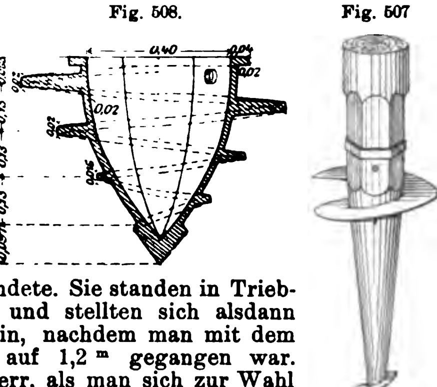


Fig. 508. Fig. 507

Sonstige Schraubenformen, welche angewendet sind, kommen weiterhin zur Besprechung.

Die Anwendbarkeit von hölzernen Pfählen mit Schraubenschuhen findet in der Beschaffenheit des Bodens bald eine Grenze. Ist der Boden fest

gelagert, oder sind große Gewinde-Durchmesser erforderlich, so wird der Widerstand beim Einschrauben leicht so groß, daß der Holzpfahl bricht.

b. Eiserne Pfähle

hat man aus Guß- und Schmiedeisen hergestellt und in 4 Formen zur Anwendung gebracht: 1. als Schraubenpfähle, 2. als Scheibenpfähle, 3. als Spitzpfähle und 4. als Hohlpfähle ohne Schraube oder Spitze.

1. Schraubenpfähle.

Sie bilden in ihren verschiedenen Formen diejenige Art, welche am meisten zur Anwendung empfohlen werden kann. Im Auslande, namentlich auch bei Bauten in überseeischen Ländern, vielfach angewendet, ist in Deutschland ihr Gebrauch bisher weniger zahlreich, als er es sein sollte.

Die Vorzüge der Schraubenpfähle gegenüber massiven Fundamenten bestehen in den sehr viel geringeren Kosten, wie der schnellen und leichten Herstellung und Wiederbeseitigung derselben, während allerdings die Dauer der Pfähle eine begrenzte ist. Sie empfehlen sich also hauptsächlich für provisorische Bauwerke, sowie für solche dauernde, bei denen eine Auswechselung der etwa verrosteten Pfähle möglich ist, wie z. B. bei Brückenpfeilern. Ihre Anwendung zu solchen in fließenden Gewässern bietet noch den Vorteil, daß sie das Profil nicht nennenswert verengen. Für derartige Pfeiler müssen aber in Flüssen mit Eisgang, Eisbrecher angewendet werden, die man am besten getrennt vor die Pfeiler, Fig. 509 und 510, setzt, damit erstere vom Stoß des Eises nicht erschüttert werden.

Fig. 509 und 510.

Fig. 511.

Zu den Eisbrechern dienen gleichfalls Schraubenpfähle.

Zu Brückenpfeilern sollten nur schmiedeiserne Pfähle angewendet werden, zum mindesten für den aus dem Boden hervorragenden Längenteil, da solche Pfeiler bei Längenänderungen der Brücke durch Wärmeschwankungen oder durch Winddruck auf Biegungs-Festigkeit beansprucht werden.

Außer bei Brückenbauten finden Schraubenpfähle gute Verwendung bei Seebauten, wo man wegen Vorkommen des Seewurmes Holz ausschließen muß; ebenso bei Bauten, wo des wechselnden Wasserstandes wegen Holz schnell faulen würde.

So sind zahlreiche Leuchttürme und Leuchtbaken auf Schraubenpfähle gegründet, besonders oft aber Bojen zur Bezeichnung des Fahrwassers oder zum Festlegen von Schiffen an denselben verankert worden.

Als Widerstand gegen das Ausreißen der Schraubenpfähle durch den Auftrieb ist das Gewicht eines abgestumpften Erdkegels zu rechnen, dessen kleinere Fläche die Schraubenfläche bildet, und dessen Winkel an der Spitze dem natürlichen Böschungswinkel der betr. Erdart gleich ist[1]), Fig. 511.

---

[1]) Verf. hat dies durch Versuche festgestellt. Zeitschr. f. Bauw. 1886.

Anstatt des abgestumpften Kegels kann man genau genug den ganzen Kegel rechnen. Werden mehrere benachbarte Schrauben gleichzeitig auf Zug beansprucht, so dürfen sie nicht so nahe bei einander liegen, daß ihre Belastungskegel teilweise in einander fallen.

Ganz besonders empfehlen sich Schraubenpfähle für Fundament-Vergrößerungen von Bauwerken, wie z. B. Verlängerungen von Brückenpfeilern, da das Einbringen sowohl ohne Erschütterungen der Bauwerke, als auch ohne Auflockerung des Baugrundes zu bewirken ist.

Die Schraube wird in der Regel als besonderes Stück aus Gußeisen oder auch Gußstahl angefertigt und mit dem Pfahl durch Nut und Feder verbunden. Oder es werden die letzteren am unteren Ende eckig gebildet und in eine dazu passende Öffnung des Schraubenschuhes eingelassen, auch wohl noch durch einen Keil oder Stift befestigt. Diese Befestigungsweisen sind die geeignetsten für massive schmiedeiserne Pfähle, Fig. 512 und 513, die man bis zu großen Stärken und Längen angewandt hat. Die bedeutendste Größe befindet sich wohl bisher bei der Landungsbrücke bei Lewes in Nordamerika, wo die zu einem Stücke zusammen geschweißten größten Pfähle die Länge von 16,5 m und die Stärke von 21 cm erreichen.

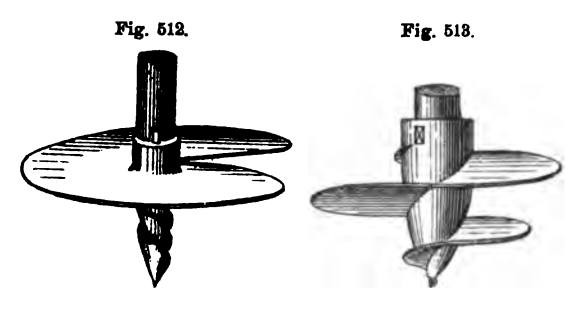


Fig. 512. Fig. 513.

Schraubenformen. Die Formen der Schrauben sind außerordentlich wechselnd, und über die im gegebenen Falle zweckmäßigste besteht nur selten von vorn herein Gewißheit. Je fester der Boden, desto größer wurde bisher die Zahl der Umgänge genommen.

Nach einer in England patentierten Konstruktion sollen die Schraubengewinde, um ein senkrechtes Einschrauben zu erleichtern, nicht aus einer geschlossenen Fläche, sondern (wie Schiffsschrauben) aus symmetrisch gegenüber gestellten Segmenten (Flügeln) bestehen.

Verfasser empfiehlt bei Pfählen, welche sehr tief eingeschraubt werden, weiter oben ein zweites großes Gewinde von nur 1 Umgang anzubringen, welches nur 1—1,5 m in den Grund eindringt. Dies vergrößert nicht nur die Tragfähigkeit des Pfahles, sondern auch seine Widerstandsfähigkeit gegen seitliches Ausbiegen.

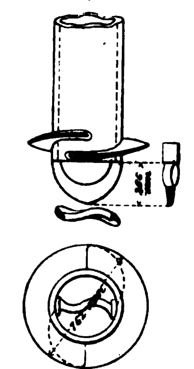


Fig. 514.

Für Schraubenpfähle, welche in sehr festen mit Steinen untermischten Ton eingetrieben werden sollten, hat man nach Versuchen mit 10 verschiedenen Formen die in Fig. 514 dargestellte als zweckmäßigste gefunden. Der hohle gußeiserne Schraubenpfahl ist unten offen, die Öffnung aber etwas enger, als der lichte Durchmesser des Pfahles. In die Öffnung ist ein sichelförmiger Vorschneider eingesetzt, der aber den Boden in den Pfahl eindringen läßt. Das Gewinde der Schraube ist ein doppeltes; es ist von jedem nur $^1/_2$ Gang ausgebildet. Der Durchmesser des Gewindes beträgt 75 cm, die Steigung 23 cm. Besonders wichtig ist, daß der vorschneidende Teil der beiden Gewindehälften sehr allmählich nach dem Schafte zu ausläuft, wie dies die punktierten Linien im Grundrisse zeigen. Zur Unterstützung der Wirkung beim Einschrauben wurden die Pfähle stark belastet. Eine Beobachtung zeigte, daß eine Belastung mit 3 t die Eindringungstiefe von 13 cm auf

18 cm steigerte. Man nahm auch dazu seine Zuflucht, den Boden, bevor man mit dem Einschrauben begann, durch Sprengung zu lockern; und zwar bestand die Ladung, welche man in ein etwa 1,8 m tief vorgetriebenes Bohrloch brachte, aus 2,5 kg Pulver. — Im allgem. ist bei Boden vorliegender Art die Anwendung von Schraubenpfählen überhaupt nicht zu empfehlen.

Für weiche Erdarten empfiehlt sich die Form der Schraube nach Fig. 512 mit großem Gewinde-Durchmesser und nur einem Gange desselben.

Fig. 515. Fig. 516. Fig. 517.

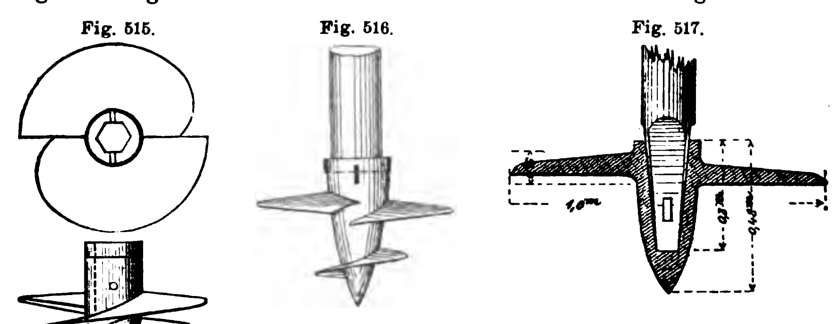


Fig. 515 zeigt die Schraube, welche für die Landungsbrücke bei Lewes angewendet wurde; sie hat 0,76 m Durchmesser, bei nur 2 halben Umgängen, deren Begrenzung nahezu eine Archimedische Spirale ist.

Fig. 516, 517 zeigen 2 Schraubenformen, welche in Bremen bei den Bauten der Bremer Lagerhausgesellschaft Verwendung fanden; Fig. 516 stellt die Bohlken'sche Patentschraube dar, Fig. 517 ist eine Konstruktion des Ingenieurs Neukirch. Die Kosten des Einschraubens betrugen für 1 m Pfahllänge 11,28 M. und es wurden dazu im Durchschnitt 3,76 Arbeitertagewerke (im günstigsten Falle bei 6 m Tiefe nur 1,7 Tagewerke, im ungünstigsten bei 5 m Tiefe, wo man auf Hindernisse traf, 9,1 Tagewerke, erfordert. In einem anderen späteren Falle beliefen sich die Durchschnitts-Kosten auf 7,1 M. für 1 m.[1])

Nachfolgende Tafeln geben Aufschluß über das Eindringen der beiden letztgenannten Schraubenarten mit zunehmender Tiefe.

Neukirch'sche Schraube		Bohlkens Schraube	
Senkung m	Min.	Senkung m	Min.
0,5	8	—	—
1,0	15	1,0	6
1.0	19	1,0	8
1,0	27	1,0	9
1,0	85	1,0	18
1,0	50	1,0	25
1,0	60	—	—

bei der Neukirch'schen	bei der Bohlken'schen
1—0,07 m	1—0,07 m
2—0,062 „	2 0,03 „
8—0.05 „	8—0,06 „
4—0,62 „	4 - 0,07 „
5—0,015 „	5—0,075 „
6 - 0,017 „	6—0,08 „
7 - 0,025 „	7—0,065 „
8—0,030 „	8—0,07 „
9—0.020 „	9—0,065 „
10—0,020 „	10—0,075 „

An der Neukirch'schen Schraube waren im Mittel 22 Mann an einem Hebelarme von 5,4 m Länge beschäftigt, bei der Bohlken'schen bei gleichem Hebelarme 20; die Senkungen der Schraube ergaben sich für 1 Umdrehung wie in Tab. 2 angegeben. Die Bohlken'sche Schraubenform stellte sich also in jeder Beziehung als die günstigere heraus.

Auch für gußeiserne hohle Pfähle wendet man unten geschlossene, spitz auslaufende Schrauben an. An einer Schraube die von der Firma Schneider & Co. in Creuzot für Brückenbauten in Cochinchina und Portugal angefertigt wurde, machte das Gewinde 3 Umgänge und lief mit dem Schraubenkern spitz aus. Für festere Erdarten nahm die genannte Firma

[1]) Vergl. auch Fig. 528—530 und Text S. 274.

den Winkel an der Spitze so klein als ausführbar und ließ das Gewinde 4 Umgänge machen. Hohle Pfähle sind leichter niederzubringen, wenn ihr unteres Ende offen bleibt, sodaß der Boden in der Röhre aufsteigen kann. Die Form des Gewindes richtet sich auch hier nach der Erdart, und danach, ob dasselbe nur zum Einschrauben oder daneben zum Tragen dienen soll. In ersterem Falle kann das Gewinde auf wenige cm Breite beschränkt werden, Fig. 518, 519. Derartige Pfähle eignen sich für den Fall, wo der Fuß auf Felsboden zu stehen kommt.

Um das Aufsteigen des Bodens im Inneren hohler Schraubenpfähle zu erleichtern, sowie um den Boden zu lockern, hat man beim Bau von Festungsbrücken in Antwerpen inwendig ein kleines Gewinde von der doppelten Steigung des äußeren großen angebracht, Fig. 520, was indessen bei Sandboden wenig Nutzen schafft.

Hohlen gußeisernen Pfählen mit unterer Öffnung kann man wesentlich größeren Schaft-Durchmesser geben, ohne daß dadurch das Einschrauben sehr erschwert wird, weil bei ihnen die Verdichtung des Bodens fortfällt. Durch die Vergrößerung des Durchmessers werden die Pfähle nicht nur widerstandsfähiger gegen Knicken über dem Boden, sondern wegen Vermehrung der Grundfläche, sowie der Reibung an der Umfangsfläche auch tragfähiger.

Den Pfählen der Chepstow-Brücke gab Brunel 1,8 m Durchmesser. Bei der Nesbor-Brücke in Rumänien wurden Röhren von 1,22 m Weite bei 1,83 m Durchmesser der Schraube angewendet.

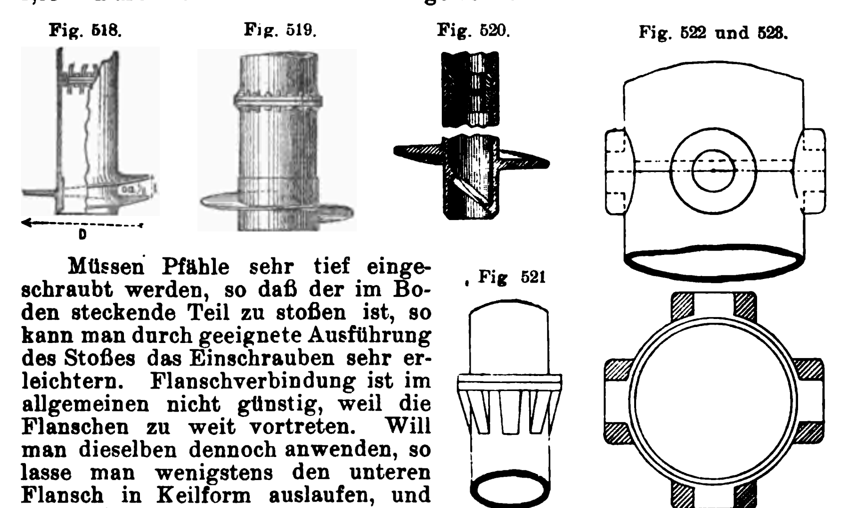


Fig. 518. Fig. 519. Fig. 520. Fig. 521. Fig. 522 und 523.

Müssen Pfähle sehr tief eingeschraubt werden, so daß der im Boden steckende Teil zu stoßen ist, so kann man durch geeignete Ausführung des Stoßes das Einschrauben sehr erleichtern. Flanschverbindung ist im allgemeinen nicht günstig, weil die Flanschen zu weit vortreten. Will man dieselben dennoch anwenden, so lasse man wenigstens den unteren Flansch in Keilform auslaufen, und spare in demselben nur schmale Schlitze für die Schraubenköpfe aus; die Schlitze werden nach Fertigstellung der Verschraubung mit Zement ausgefüllt, Fig. 521. Vorteilhafter ist eine Verschraubung in Muffen, weil man die erforderliche Verstärkung sowohl innen als außen anordnen kann.

Um zu ermöglichen, daß die Pfähle eventl. auch herausgeschraubt werden können, ohne daß sich das Gewinde am Stoß löst, muß man in die Muffen Kopfschrauben einfügen; die Anwendung durchgehender Bolzen ist bei unten offenen Pfählen nicht zu empfehlen.

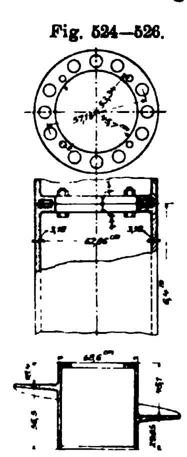
Fig. 522, 523 zeigen eine Stoßverbindung, wie sie von der Brückenbau-Aktien-Gesellschaft vormals Harkort für ausländische Brückenbauten mehrfach angewendet wurde. Auf an beide Enden der zu stoßenden Röhren angegossene Knaggen-Ansätze werden starke schmiedeiserne Ringe heiß aufgezogen.

Bei Boden von geringem Zusammenhang (wie Kies, Sand, weichem Ton, Schlamm) ist es richtiger, die Verstärkung der Röhre nach der Außenseite zu legen, weil eine Verdrängung des Bodens durch dieselbe im unbegrenzten Erdreich leichter vor sich geht, als im Inneren der engen Röhre, aus der man denselben eventl. durch Ventilbohrer herausschaffen muß.

In sehr hartem Ton, der sich nur schwer verdrängen läßt, ist es zu empfehlen, Verstärkungen nach der Innenseite zu legen und die untere Rohröffnung um so viel zu verengen, daß sie gleiche Größe mit der Rohröffnung an deren engster Stelle hat. Dann wird das Aufsteigen des Kerns erleichtert sein, während das äußere Erdreich allerdings von Anfang an etwas bei Seite geschoben werden muß, später aber an dem glatten äußeren Umfang des Pfahles kein Hindernis findet. — Niemals lasse man Verstärkungen an ihrer Unterkante stumpf abschneiden, sondern stets flach verlaufen.

In scharfem Sand und Kies kann man das Einschrauben dadurch wesentlich erleichtern, daß man Druckwasser zu Hilfe nimmt. Dasselbe muß, um die Reibung zu vermindern, die obere Fläche der Schraube bespülen.

Fig. 524—526.



Bei einer Landungsbrücke in der Mündung des Delaware verminderte sich infolge der Wasserspülung auf die Schraubenoberfläche der Zug am Umfange des Haspels, mit welchem der Pfahl gedreht wurde, von 682 kg auf nur 81 kg. Die Beobachtung wurde an einem vollen Pfahle aus Rundeisen gemacht, dessen unteres Ende die gußeiserne Schraube mit doppeltem Gewinde zu je 1/2 Umdrehung trägt. Steigung der Schraube 0,262 m. Vergl. Fig. 515.

Die in Fig. 524—526 dargestellten eisernen Schraubenpfähle sollen als Stützen eines Tunnels in New-York dienen, wo derselbe durch weichen Schlamm geführt werden muß. Der Tunnel wird als eisernes aus 11 Segmenten zusammengesetztes Rohr vorgetrieben. Die Segmente in der Mitte unten erhalten Öffnungen, durch welche diese Schraubenpfähle bis auf den tragfähigen Grund hinuntergeschraubt werden. Der weiche Boden aus den Pfählen wird durch Beton ersetzt und die Öffnung oben durch eine aufgeschraubte Eisenplatte geschlossen. Bemerkenswert ist die Verbindung der einzelnen Rohrenden. Die inwendig liegenden Flanschen jedes Stoßes erhalten nämlich nur 4 Schrauben, welche ausreichen, den genügend festen Zusammenhang in der Längsrichtung des Rohres herzustellen. Dagegen werden die bedeutenden Torsionskräfte, welche beim Einschrauben auftreten, durch 12 runde Dübel von Stahl aufgenommen, für welche in beide Flanschen Höhlungen von der halben Tiefe der Dübelhöhe eingedreht sind. Diese Verbindung ist bei der Ausführung der Arbeit sehr schnell herzustellen und dabei sehr zweckmäßig.

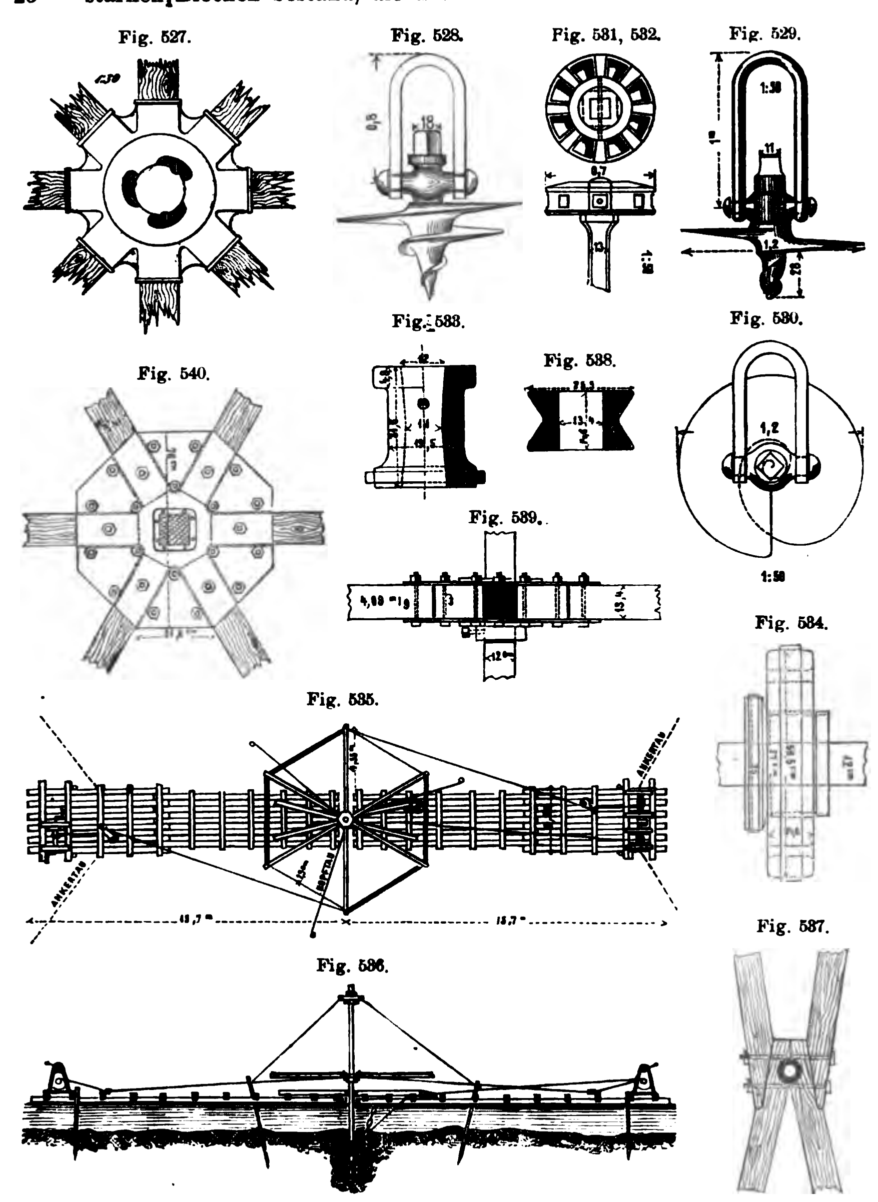
Einschraube-Vorrichtungen.

Literatur.

Wochenschr. f. Arch. u. Ing. 1880 S. 68; Zentralbl. d. Bauv. 1884 S. 279; Les ann. des trav. publ. 1889 S. 2222. — Einschrauben von Pfählen mit Hilfe von Wasserdruck: Proc. of inst. of civ. eng. 1900 Bd. 139 S. 302; Eng. rec. 1900 Bd. 41 S. 570; Eng. news 1900 II S. 90. — Ein anderes Verfahren: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1904 S. 144.

Eine Einschraube-Vorrichtung, die für den Bau der Landebrücke bei Lewes verwendet ward, zeigt Fig. 527. Das auf den Pfahl gesteckte Sprossenrad kann an jeder beliebigen Stelle sitzen, indem es durch Ring mit Druckschraube gehalten wird. Mitgenommen wird der Pfahl durch die Reibung, die sich zwischen seiner Fläche und 3 Staldornen von je 2,5 cm Stärke ergibt, welche in länglich geformten Bohrungen der gußeisernen Nabe liegen, die nach einem Ende hin enger werden.

Zum Einschrauben der Pfähle bei den Neubauten der Bremer Lagerhaus-Gesellschaft diente ein Sprossenrad mit Rosette, welches aus 2 je 25 mm starken Blechen bestand, die durch Gußeisenstücke und Stehbolzen


Fig. 527. Fig. 528. Fig. 531, 532. Fig. 529. Fig. 533. Fig. 530. Fig. 540. Fig. 538. Fig. 539. Fig. 534. Fig. 535. Fig. 536. Fig. 537.

in dem Abstande von 15 cm gehalten wurden; die an den 4 Ecken der Rosetten eingesteckten Arme wurden durch Bolzen befestigt, während 2 fernere Arme um diese Bolzen drehbar angebracht wurden. Diese

letzteren Arme bildeten Hebel mit gußeisernem Schuh am eingesteckten Ende, die nach dem Pfahle zu in die Form eines Kreissegmentes ausgingen, dessen Mittelpunkt nicht mit dem Drehpunkt zusammen fiel. Infolgedessen drückten diese Segmentflächen bei einer geringen Drehung den Hebel kräftig gegen eingelegte gezahnte Stahlstücke am Umfang des Pfahles, welcher sonach ebenfalls durch Reibung mitgenommen wurde.

Besondere Schwierigkeiten können beim Niederbringen von Schrauben entstehen, die zum Festlegen von Seezeichen oder zur Verankerung von Schiffen dienen sollen; dies gilt insbesondere, wenn die Wassertiefe bedeutender wird. Schraubenformen, welche für diesen Zweck angewendet wurden, zeigen die Fig. 528—530. Die Schraube, Fig. 528, ist in schlammigen Boden verhältnismäßig leicht mit Hilfe eines einfachen Spillkopfes, Fig. 531, 532, einzuschrauben. Ungünstiger an sich, und zwar zumal sehr ungeeignet für das Eindringen in festen Boden ist die Schraube, Fig. 529, 530. Die zum Niederbringen dieser Schraube in fest gelagerten Sandboden in einem besonderen Falle angewandte Vorrichtung bestand aus einer schmiedeisernen Spindel von $^{12}/_{12}$ cm Querschnitt, deren Torsionsmoment also = 407 war. Spindel und Schraube waren durch eine gußeiserne Muffe mit aufgezogenem Schmiedeisen-Ring, Fig. 533, gekuppelt. Bei der Spindellänge von 4 m mußte die Spindel am oberen Ende durch Kopftaue gehalten werden, wobei eine hölzerne Muffe mit aufgesetzter drehbarer Scheibe, Fig. 534, benutzt wurde. Die — drehbare — Führung der Spindel in dem — schwimmenden — Gerüst, Fig. 535—537, geschah durch einen gußeisernen Ring, Fig. 538, der nach Fig. 537 in die zusammen stoßenden Enden von auf 2 Flößen liegenden Schwellstücken drehbar eingefügt war. Der Drehmechanismus bestand aus einem Sprossenrad mit einer aus zwei Eisenblechplatten und zwischengelegten Stegen gefertigten Rosette, Fig. 539, 540, in welcher 6 je 4,5 m lange Arme steckten. Die an dem Sprossenrande befestigten beiden Zugtaue führten zu 2 Winden, von denen die eine einfaches, die andere doppeltes Vorgelege hatte. Bei je 4 bis 6 Mann Bedienung an den Winden betrugen die Spannungen in den Windetauen rechnungsmäßig 830 bezw. 3240 kg und es war demnach die Größe des Drehmoments: (830 + 3240) 450 = 1 831 500 (cm/kg). Hiernach ergab sich als Torsionsspannung in der äußersten Faser der Spindel: $S = \frac{1\,831\,200}{407} = 4500$ kg, bei der ein so starkes Verwinden der Spindel stattfand, daß dieselbe unbrauchbar wurde. Es gelang auch nicht, die Ankerschrauben zu der gewollten Tiefe von 2,5—3,0 m hinab zu bringen, sondern nur zu höchstens 2 m Tiefe, weil schon hierbei eine Überanstrengung der Spindel sich ergab.

Der erforderlich gewesene übergroße Kraftaufwand erklärt sich abgesehen von der für die vorliegende Bodenart ungeeigneten Schraubenform, daraus, daß die Schraube ein durchlochtes Querstück zum Anhängen des Kettenschäkels hatte; ungeachtet sorgfältiger Schmierung nahm dieses Stück zusammen mit dem schweren Schäkel an der Drehung der Schraube Teil.

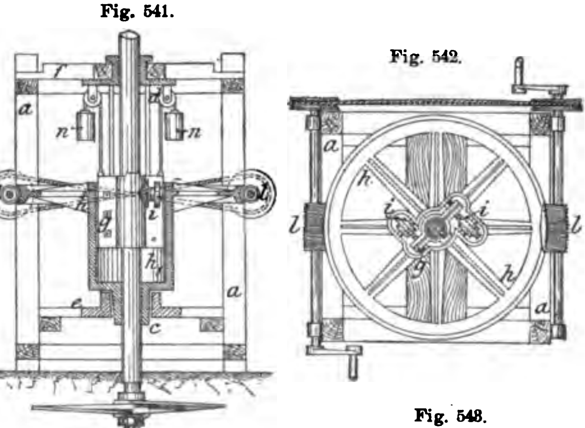
Im Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 279 ist die zum Einschrauben der Pfähle für die Brücke in der Königsberg-Labiauer Bahn benutzte Vorrichtung dargestellt und beschrieben. Das Gerüst stand auf den bereits eingeschraubten und verbundenen Pfählen und zeigte einen kranartigen Ausleger, der zum Heben der Pfähle und zur oberen Führung derselben diente. Unten über Wasser wurden die Pfähle durch 2 Ringe gehalten, die an dem Ende eines Trägers befestigt waren, dessen anderes Ende an einem der bereits stehenden Pfähle festlag, während eine Steife das Ende, welches den Pfahl führte, mit einem anderen bereits festem Pfahle verband. Das Drehen des Pfahles geschah mittels eines über denselben gelegten Haspelrades und eines Taues ohne Ende anfangs durch Maulesel, später durch Lokomobile.

Fig. 541 und 542 zeigen die Einschraub-Vorrichtung, welche beim Bau einer Brücke in Nebraska und in der Bahn von Nobili nach Montgomery gebraucht wurde. In einem Holzgerüst befindet sich die Traverse *e*, in

welcher der Kegel *c* sich dreht, der einen Teil der zylindrischen Nabe des Zahnkranzes *h* bildet. In den Zahnkranz greifen 2 Schrauben ohne Ende *l*, deren Wellen durch ein gekreuztes Seil gekuppelt sind und die daher durch eine Handkurbel bewegt werden können.

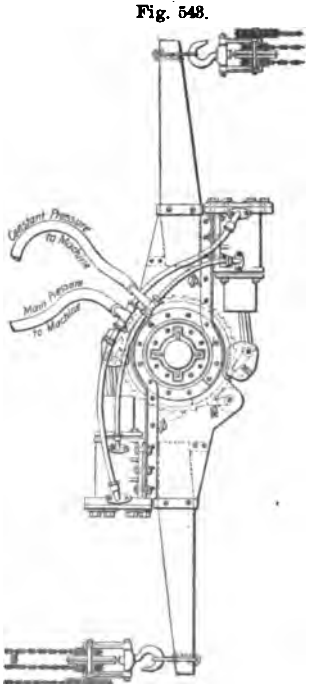
g ist ein aus 2 Stücken bestehendes Halsband, welches fest an den Pfahl gepreßt wird, der seinerseits im Konus *c* und in *d* frei gleitet. Um die Reibung zwischen dem Pfahl und *g* zu vergrößern, sind an Stelle von Splinten kleine, gezahnte Stahlstücke zwischen Pfahl und Halsband eingelegt.

Fig. 541. Fig. 542.



Der Zylinder h_1, welcher die Nabe des Zahnrades bildet, trägt an 2 Knaggen die Rollen *i*, welche bei der Drehung des Zylinders sich gegen das Halsband *g* legen. Dadurch ist die senkrechte Bewegung des Pfahles während der Drehung so lange ermöglicht, bis die Rollen *i* nicht mehr mit dem Halsband in Berührung bleiben. Man muß dann das Halsband *g* lösen und mit Hilfe der Gegengewichte *n* heben, um die Rollen *i* von neuem zum Eingriff zu bringen. Die Vorrichtung fordert wenig Platz und sehr wenig Bedienung. Meist waren nur 4 Mann nötig. Man hat damit in fester Kalkerde für 1 Tag 4,5 ^{m} Pfahllänge eingeschraubt. Die Schrauben hatten 1,2 ^{m} Durchmesser.

Fig. 543.



In der Quelle (Les ann. des trav. publ. 1889 S. 222) ist außerdem eine Anzahl verschiedener Schraubenpfähle (hohle, unten offene aus Guß- und Schmiedeisen, sowie volle aus Rundeisen), sowie die Einschraub-Vorrichtung, welche beim Bau der Marizza-Brücke (Linie Konstantinopel—Adrianopel) angewendet wurde, mitgeteilt. Letztere war auf einer schwimmenden Rüstung angebracht, die aber an einem vorher eingerammten Gerüst aus 4 Holzpfählen festgelegt wurde. Als Drehvorrichtung diente eine Haspel mit Lokomobile. Die stündliche Leistung betrug durchschnittlich 0,51 ^{m} Pfahllänge bei 32 Mann Bedienung. Boden: feiner Sand untermischt mit Kies und Geröllschichten.

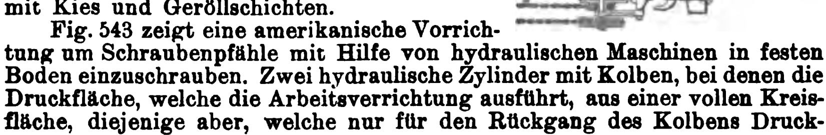


Fig. 543 zeigt eine amerikanische Vorrichtung um Schraubenpfähle mit Hilfe von hydraulischen Maschinen in festen Boden einzuschrauben. Zwei hydraulische Zylinder mit Kolben, bei denen die Druckfläche, welche die Arbeitsverrichtung ausführt, aus einer vollen Kreisfläche, diejenige aber, welche nur für den Rückgang des Kolbens Druck-

wasser erhält, aus einer Ringfläche besteht, wirken mittels ihrer Kolbenstangen, die am Ende mit Sperrklinken versehen sind, auf ein Sperrad. Die Zylinder haben 222 mm Durchmesser und 181 mm Hub. Von einer Druckpumpe, welche Druckwasser von rd. 35 kg Druck auf 1 qcm erzeugt und die in einem Abstande von etwa 13,71 m aufgestellt war, führen zwei biegsame Rohre oder Schläuche zu dem Apparat, von denen der eine das Druckwasser gegen die ringförmigen Flächen der beiden Kolben leitet, der andere gegen die vollen Kreisflächen. Das erstere Rohr steht stets unter Druck, also auch die ringförmigen Flächen der Kolben, während die vollen Kolbenflächen mittels einer Handsteuerung an der das Druckwasser erzeugenden Maschine durch das andere Rohr abwechselnd unter Druck gesetzt und wieder druckfrei werden. In letzterem Falle werden die Kolben durch den ständigen Druck gegen die ringförmige Unterfläche gegen den Zylinderdeckel zurückgetrieben und das druckfreie Wasser strömt zur Maschine zurück. Beim Vortriebe der Kolben drehen dieselben mittels der Sperrklinken das Sperrad um die Größe des Kolbenhubes herum und damit den Schraubenpfahl, auf dessen Kopf das Sperrad befestigt ist.

Um den nötigen Widerstand für den Druck der Zylinder zu schaffen, ist das Sperrad in dem Gestell, an welchem die Zylinder sitzen, drehbar befestigt, das Gestell selbst hat 2 Hebelarme von zusammen 3,60 m Länge, an deren Enden 2 Differenzial-Flaschenzüge von je 4 t Tragfähigkeit angreifen. Diese Flaschenzüge sind mit den Rollen, welche in der Figur nicht sichtbar sind, am Gerüst befestigt und verhindern so das Rückwärtsdrehen des Apparates, wenn die Zylinder arbeiten.

Der Apparat kann auch unter Wasser angewendet werden. Nach dem Schlage der arbeitenden Kolben und Klinken kann der Maschinist, welcher die Umsteuerung besorgt, beurteilen, wann er umsteuern muß.

Stärke der Schrauben und Schraubenpfähle. Fälle, daß beim tiefen Einschrauben in festen Boden Schraubenflügel abbrechen, sind nicht selten; der Bruch wird bei richtiger Schraubenform aber nicht durch den Gegendruck des Bodens unter der Schraubenfläche bewirkt, sondern durch die auf der Schraube liegende Bodenlast in Verbindung mit der Reibung, welche auf der Oberseite stattfindet. Danach hat sich die Benutzung eines Druckwasserstrahles, der auf die Oberseite gerichtet wird, in mehreren Fällen als ein sehr wirksames Mittel gegen den Bruch erwiesen.

Während Schrauben geringen Durchmessers selbst in weichere Felsarten eindringen, ohne daß sie brechen, tritt diese Gefahr leicht ein beim Antreffen einzelner harter Steine im Boden. Um dieser zu begegnen, darf an Material für die Schraube sowohl, als für den Pfahl nicht gespart werden; reichliche Stärkenbemessung ist auch deshalb nötig, um trotz des Rostens auf lange Zeit genügende Tragfähigkeit zu besitzen. Das Schraubengewinde muß entsprechend der Beanspruchung vom Rande zum Pfahl hin stärker werden, und kann bei großem Schraubendurchmesser (1 m und mehr) 4—5 cm stark genommen werden.

Hohle Schraubenpfähle füllt man zweckmäßigerweise aus. Wo dieselben nur geringen Temperatur-Veränderungen ausgesetzt sind, genügt hierfür gewöhnlicher Beton; wo dagegen starke Temperatur-Unterschiede auftreten, empfiehlt sich, der größeren Elastizität wegen, mehr ein Asphaltbeton.

2. Scheibenpfähle.

Literatur:

Exc. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ.-Engin. 1877; 1902 Vol. CL S. 340. — Wochenschr. d. östr. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1878. — Nouv. Ann. de la constr. 1871, 1881.

Solche wandte zuerst Brunlees im Jahre 1853 an in der Form, wie sie Fig. 544, 545 zeigen. Der hohle Pfahl ist durch einen gerippten Boden geschlossen, in dessen Mittelpunkt sich ein Loch für den Durchgang des Rohres für das Druckwasser befindet. Letzteres hatte 50 mm Durchmesser und stand mit einer 6pferd. Dampfpumpe in Verbindung. Die Senkung

geschieht in derselben Weise wie bei Besprechung des Einspülens hölzerner Pfähle angegeben wurde.

Die Rippen auf der Fußplatte haben den Zweck, beim Hin- und Herdrehen des Pfahles den Boden aufzuwühlen, damit er sich leichter bei Seite spülen lasse.

Außer bei mehreren anderen Bauwerken wurden Scheibenpfähle auch beim Bau der umgestürzten Taybrücke in Schottland angewendet. Sie hatten dort, Fig. 546, 547, 51 cm äußeren Durchmesser, 2,5 cm Wandstärke. Die gerippte Fußscheibe von 1,20 m Durchmesser war besonders gegossen und durch Schrauben mit dem Pfahle verbunden.

Ähnliche Pfähle hat man in Bremerhaven mittels Druckwasser eingesenkt, sowie neuerdings auch bei der Maruya- und Carrington-Brücke (Min. of proc. of the inst. of civ. eng. 1902 Vol. CL S. 340). Die Pfähle sind teils bis auf den unten anstehenden Granit getrieben, teils stehen sie in einer mächtigen Klaischicht. Anfangs hatte man den Schuh an den Rippen mit Zähnen versehen, gab diese aber als überflüssig auf und gestaltete ihn nach Fig. 548 und 549.

Bei dieser letzteren Schuhform hat man dann über die zweckmäßigste Größe der Löcher für den Wasseraustritt Versuche angestellt und fand den günstigsten Erfolg, wenn man das Loch in der Mitte (in der Fig. 11,5 cm) auf 5 cm verminderte und in den Seitenwänden 4 Löcher von je 13 mm Durchmesser anbrachte. Diese Anordnung bewährte sich sowohl bei Sand, als auch bei weichem Klai mit Sandschichten dazwischen am besten. Schwierigkeiten entstanden erst bei einer Tiefe von 3,5 m im Klai, wo dieser fester wurde.

Die Pumpe, deren Verbindung mit dem Pfahl in Fig. 550 dargestellt ist, konnte Wasser bis zu 11 Atm. Druck liefern. Im Sande war aber nur 0,35 bis 0,5 Atm. Druck erforderlich. Sobald man auf Klai traf, stieg der Druck auf 3 Atm. und darüber. Im Sande sank der Pfahl durchschnittlich 2,4 m in 1 Min., abgesehen von den vorbereitenden Arbeiten. Im Klai sank er ruckweise alle 5 bis 10 Min. um 15 bis 23 cm bei Belastung mit 10 t bis zu 4 m. Bei größerer Tiefe im Klai wurde die Belastung auf 32 t erhöht und dadurch eine weitere Senkung um etwa 1,5 m ermöglicht. Für den Klaiboden hält die Quelle diese Pfahlspitze mit Recht wenig geeignet, da der Wasserstrahl offenbar in dem Klai einen Hohlzylinder vom Querschnitt der Scheibe an der Pfahlspitze hergestellt hat. Es empfiehlt sich für solchen Boden eine Schraube im Inneren des Pfahles jedesmal an den Stellen, wo außen die Verbindungs-

Fig. 544, 545.

Fig. 550.

Wasser v. d. Pumpe

Fig. 546, 547.

Fig. 548, 549.

Flanschen der einzelnen Rohrstücke sitzen und das Einschrauben der Pfähle mit Hilfe von Schmierung durch Druckwasser. Wie bei diesem Brückenbau Treibholzstämme beseitigt und die Pfähle teilweise in den Felsen eingelassen wurden, siehe unter „Zusammengesetzte Gründungsarten“.

Die Befestigung des Schlauches für das Druckwasser an den Pfahl geschah mittels eines Uförmigen Rohres, welches am Pfahl in einer Stopfbuchse endete, sodaß der Pfahl gedreht werden konnte.

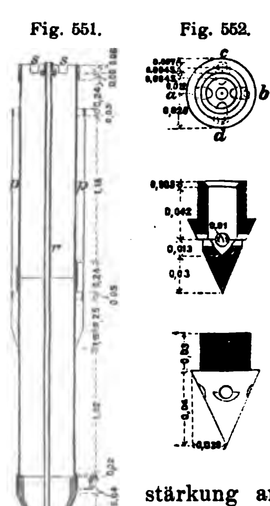
Die Druckpumpe bei der Carrington-Brücke konnte 250 Gallon (69,3 l) Druckwasser in 1 Minute liefern, was sehr reichlich war, denn bei der Maruya-Brücke war man mit einer Druckwasser-Pumpe ausgekommen, welche nur 30 Gallonen lieferte. Noch sei bemerkt, daß jeder Brückenpfeiler aus 3 derartigen Rohren bestand, die über Wasser kräftig mit einander verbunden waren.

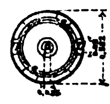
3. Spitzpfähle.

Literatur:

Wochenschr. d. östr. Ingen. u. Arch.-Ver. 1881; Wochenbl. f. Arch. u. Ingen. 1879; Tydschrift van het Kon. Inst. van Ing. 1886/87; Zentralbl. d. Bauv. 1887 S. 186; Wochenschr. d. öster. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891 S. 436; Nouv. ann. de la constr. 1871 Juli, Pfähle nach Oppermann s. im Text.

Fig. 551. Fig. 552.





Spitzpfähle allein angewendet sind von geringer Tragfähigkeit, wenn sie nicht bis auf festen Baugrund (Felsen) getrieben werden können. Nur wo dies möglich ist, wird man sie mit Vorteil auch zum Tragen von Lasten verwenden, während in weicheren Erdarten sie nur dann einen zweckmäßigen Ersatz für Holzpfähle bilden, wenn der Seewurm oder wechselnde Wasserstände letztere zu schnell zerstören würden. Spitzpfähle werden in derselben Weise wie Holzpfähle durch Rammen oder Wasserspülung eingetrieben. Sind die Pfähle hohl, so ist es vorteilhaft, das Rammen in der Weise auszuführen, daß man den Rammbär im Inneren dicht oberhalb der Spitze aufschlagen läßt. Dazu muß derselbe aus einer in den Hohlraum passenden entsprechend dicken Eisenstange bestehen.

Hohle gußeiserne Spitzpfähle erhalten zweckmäßig eine Spitze aus verstähltem Schmiedeisen oder Stahl, wenn man fürchten muß beim Eintreiben auf Steine zu treffen. Eine kleine Verstärkung an der Spitze wird namentlich in Ton und Mergel das Einrammen erleichtern.

Hohle Spitzpfähle aus Schmiedeisen von 45 cm Lichtweite hat man zur Aufstellung von Wasserkraftsammlern für die Bewegung von Panzertürmen in Holland mit Hilfe von Druckwasser in festen Sand eingesenkt, Fig. 551 u. 552. Die Spitze bestand aus einem Gußstück, der unterste Teil aus einem Stahlkegel, an den das Druckwasserrohr angeschraubt wurde. Durch 4 Löcher in der Wand des Stahlkegels trat das Druckwasser, gleichmäßig verteilt, seitlich aus. Die ganze Spitze war in senkrechter Richtung mit 8 Winkeleisen ausgestattet, welche beim Drehen des Pfahles den Boden lockerten. War der Pfahl versenkt, so wurde durch das Druckwasserrohr ein Bleipfropf in die Bohrung der Spitze (Fig. 552) hinabgeworfen und hier mittels einer langen Eisenstange festgerammt, um die Öffnungen unten wasserdicht zu schließen. Dauer der ganzen Arbeit für 1 Rohr 11 Stunden.

Durch die namentlich auch bei sogen. Abessinier-Brunnen übliche „Innenrammung" von Röhrenpfählen, — welche in dem unmittelbaren Aufschlage des Rammklotzes auf die Pfahlspitze eines hohlen eisernen Pfahles besteht, — wird es möglich, Röhren von 0,5 bis 1 m Durchmesser einzutreiben und sie dann zu einem Pfeiler zu verbinden. Die Ausführung eines derartigen Pfeilers für eine Brücke von 30 m Spannweite wird in d. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881 S. 179 beschrieben, und es werden die Kosten für das lfd. m des aus 2 Röhren bestehenden Pfeilers zu 1188 M. berechnet. In Ton und Torf, wo das Einspritzen von schlechtem Erfolg, zu empfehlen, namentlich für untergeordnete Bauten.

Eine vereinte Anwendung von eisernen Scheibenpfählen mit Spitzpfählen schlug Oppermann vor. Ein derartiges Fundament ist als eine Nachahmung der Verhältnisse eines Baumes mit Pfahlwurzel aufzufassen. Die Herstellung ist folgendermaßen zu denken: Der Grund wird auf 1—2 m durch Baggern vertieft, darauf der Spitzpfahl (wo nötig auch Schraubenpfahl) eingetrieben, und nun der eigentliche tragende Scheibenpfahl von sehr großem Scheibendurchmesser, welcher genau auf den Spitzpfahl paßt, einfach auf den geebneten Grund gesenkt und hier durch Hin- und Herdrehen überall zum Aufliegen gebracht. Die Sicherung des Scheibenpfahles gegen Unterspülung geschieht durch Steinschüttung. Anstatt den Scheibenpfahl nur auf den gewöhnlichen Grund zu stellen, schlägt Oppermann auch vor, zunächst ein Betonbett um den Spitzpfahl herum anzuordnen, welches dem Scheibenpfahl zum Auflager dient und gleichzeitig die Grundfläche verbreitert. An anderer Stelle wählte er für die 3, einen Brückenpfeiler bildenden Scheibenpfähle, eine gemeinsame Betonsohle. — Der in jedem Scheibenpfahl steckende Spitz- oder Schraubenpfahl wird in irgend einer Weise (durch Bolzen) mit dem ersteren fest verbunden.

Auch hier empfiehlt es sich, wegen der größeren Sicherheit bei Beanspruchung auf Biegung, einen der beiden Pfähle aus Schmiedeisen herzustellen.

Die Oppermann'sche Konstruktionsweise ist sehr der Beachtung wert, namentlich ihrer bequemen Herstellung wegen. In dieser Beziehung ist sie der Einsenkung von Schraubenpfählen durch Wasserspülung vorzuziehen, weil Steine oder andere Hindernisse im Boden wenig Einfluß auf die Ausführbarkeit auszuüben vermögen.

4. Hohlpfähle ohne Schraube oder Spitze (Gründungs-Verfahren von Dr. Pott).

Dasselbe ist früher (u. W. nur in England) namentlich bei Gründung von Leuchttürmen auf Sandbänken angewendet, aber bald wieder verlassen worden. Es besteht darin, daß hohle Eisenzylinder, die unten offen, oben luftdicht geschlossen waren, durch den Druck der Atmosphäre eingetrieben wurden, indem man plötzlich einen luftverdünnten Raum in ihnen erzeugte. Schließlich wurde der eingedrungene Boden aus dem Zylinder entfernt und dieser mit Beton gefüllt. — Die Kosten der Pott'schen Bauweise sind sehr hoch und die Anwendbarkeit derselben ist (auf Sand, Schlamm und weichem Ton ohne Vorkommen ernstlicher Hindernisse) beschränkt; daher hat die Bauweise keine weitere Verbreitung zu gewinnen vermocht. Eine Wiederverwendung hat indessen der Gedanke, den äußeren Luftdruck zu verwerten, bei dem sogen. pneumatischen Baggerverfahren gefunden, durch welches man die eisernen Brunnen der Tay-Brücke versenkte.

Bei der Maruya- und Carrington-Brücke hat man solche Pfähle anstatt der Scheibenpfähle (Fig. 548—550) in den Fällen angewendet, wo man die Pfahlfüße mit Hilfe des Preßluft-Verfahrens in den Felsen einlassen wollte. (Vergl. Zusammenges. Gründungsarten.) Die Hohlpfähle wurden mittels Wasserspülung bis auf den Felsen gesenkt.

IV. Senkkasten und Schwimmpfeiler mit unterem Boden.

Literatur.

Senkkasten mit lösbaren hölzernen Seitenwänden: Wochenschr. f. Arch. u. Ing. 1881 S. 531; Engineering 1878; Deutsche Bauztg. 1875; Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891 S. 436; Engineering 1891 S. 428; Zentralbl. d. Bauv. 1891 S. 252; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892 S. 298 — Gründung der Sagilla-Brücke der Brunswick-Western-Eisenbahn mittels hölzerner Senkkasten: Eng. news 1898 I S. 8; Ann. des ponts et chauss. 1897 III S. 431. — Gründung des Wellenbrechers im Hafen von Heist: Allg. Bauztg. 1899 S. 58; Schweiz. Bauztg. 1899 Bd. 33 S. 124. — Senkkasten für Hafendämme: Engineer 1900 II S. 434. - Senkkasten mit Boden, der Baggerschächte enthält: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Eis.-Verw. 1902 S. 730; Schweiz. Bauztg. 1902 II S. 87; Zeitschr. f. Bauw. 1898 S. 383; Engineering 1900 II S. 484. — Fundierung der Molen beim Bau des neuen Schiffskanales am Eingange des Hafens von Duluth, Minnes. Ausführliche Einzelheiten der Holzverbände usw.: Eng. news 1898 Bd. 40 Tafel bei S. 56. — Senkkasten mit eisernem Boden und abnehmbaren Seitenwänden im Hafen von Bizerta: Le génie civil 1908 S. 68. — Gründung der Pfeiler der Pequomock-Brücke, hölzerne Senkkasten auf Pfahlrost: Eng. rec. 1904 Bd. 50 S. 128.

A. Allgemeines.

Bei den Senkkasten mit unterem Boden wird ein unten und an den Seiten wasserdicht hergestellter Kasten auf den natürlichen oder künstlichen Baugrund u. U. auch auf vorher eingerammte Pfähle gesenkt und in dem Schutze desselben das Fundament bis über Wasser aufgemauert. Der Boden dient dem Fundament als liegender Rost, während die Seitenwände, wenn sie aus Holz bestehen, in der Regel wieder entfernt werden.

Früher wurde diese Gründungsart zur Herstellung von Fundamenten unter Wasser, wenn das Abdämmen zu schwierig, bezw. zu kostspielig war, häufiger angewendet und zwar hauptsächlich zu Brückenpfeilern und Kaimauern. In neuerer Zeit wendet man im gleichen Falle meist andere Verfahren an, die insofern besser geeignet erscheinen, als bei ihnen ein weniger starkes Setzen des Fundamentes vorkommt. Auf ein solches muß man bei den Senkkasten mit unterem Boden stets gefaßt sein, weil das Einebnen des Baugrundes bezw. des Betonbettes, bezw. das Abschneiden der Rostpfähle in genau gleicher Höhe bei größerer Wassertiefe Schwierigkeiten bietet, sodaß der Boden des Senkkastens niemals so gleichmäßig unterstützt ist, wie dies z. B. bei einer Brunnen- oder Luftdruck-Gründung, oder auch bei einer Betongründung der Fall ist. Aus diesem Grunde kann die in Rede stehende Gründungsart für Brückenpfeiler, namentlich für solche von Drehbrücken, nicht empfohlen werden. Wo indessen ein Setzen des Fundamentes, wie z. B. bei Kaimauern und Molen, von geringem Belang ist, wird man das Verfahren auch jetzt noch bei mittleren Wassertiefen mit Vorteil anwenden.

Wenn man die Senkkasten unmittelbar auf den Baugrund setzt, muß die Sohle möglichst genau abgeglichen werden. Dies läßt sich bei Sandboden noch am leichtesten ausführen; nur muß die Baugrube sich in stillem Wasser befinden, weshalb man dieselbe bei Gründungen in fließendem Wasser zunächst zu umschließen hat.

Soll das ganze Fundament später zum Schutze gegen Unterspülung mit Spundwänden umgeben werden, so rammt man diese gleich zu Anfang, mit Ausnahme der stromabwärts gelegenen Seite, welche man zum Einbringen des Senkkastens zunächst offen läßt. Man schlägt die Spundwände entweder gleich zur vollen Tiefe ein, nimmt ihre Länge soviel größer, daß sie über Wasserspiegel reichen, und schneidet sie nach beendigter Gründung unter dem niedrigsten Wasserspiegel ab. Oder man rammt die Spundwand nicht gleich anfangs zur vollen Tiefe ein, sondern den letzten über Wasser stehengebliebenen Teil ihrer Länge erst nach beendeter Einebnung der Sohle und Versenkung des Kastens. Alsdann wird auch die Spundwand stromabwärts geschlossen.

Will man keine Spundwände schlagen, so genügen zum Schutze auch Wände aus Faschinen, wie solche auf S. 139 beschrieben wurden.

Das Einebnen der Sohle — nach Vertiefung derselben durch Baggerung — geschieht zweckmäßig in der Weise, daß man eine schwere Eisen-

schiene mittels an den beiden Enden derselben angebrachten Ketten mehrfach über den Baugrund fortzieht. In dieser Weise läßt sich selbstverständlich nur Boden von geringer Zähigkeit ebnen, und es wird das Mittel bei Lehm und Ton unzureichend sein. Für derartigen Boden empfiehlt es sich, die größeren Unebenheiten durch eine Lage Beton mit recht viel, wenn auch magerem Mörtel zu verdecken und die Fläche alsdann mittels Gebrauches einer Schiene zu ebnen.

Soll der Senkkasten auf Pfahlrost stehen, so müssen die Pfähle möglichst genau in einer wagrechten Ebene abgeschnitten werden. Man wendet hierfür am besten die Kreis-Segmentsäge an und stellt dieselbe genau nach dem Wasserspiegel ein. Ist die Säge auf einen Schwimmkörper montiert, so muß dieser an den Spundwänden festgelegt werden, damit namentlich keine senkrechten Schwankungen, verursacht durch die Bewegung der Arbeiter, eintreten.

Eine Befestigung des Senkkasten-Bodens auf den Pfahlköpfen erfolgt in der Regel nicht, da bei den Tiefen, in welchen man Senkkasten-Gründungen anzuwenden pflegt, die Anfertigung eines genauen Lageplanes der Pfahlköpfe schwierig ist. Die Pfähle drücken sich so tief in den Boden des Kastens ein, daß ein Gleiten des letzteren nicht stattfinden kann. Bei der Parnitz-Brücke in der Breslau-Schweidnitzer Bahn setzten sich die mit Senkkasten gegründeten Pfeiler 2,5—4 cm, was, wenn auch nicht ganz, so doch größtenteils diesem Eindrücken zuzuschreiben sein wird.

Ragen die Pfähle über die Sohle hervor, so pflegt man die Zwischenräume zwischen den Köpfen mit Kies- oder Steinpackung zu füllen, wobei indessen darauf zu achten ist, daß diese Füllung nirgends die Pfahlkopfhöhe überragt.

Bei Anwendung von Rostpfählen unter den Senkkasten ist provisorische Umschließung der Baugrube zum Schutze gegen die Strömung nicht unbedingt erforderlich.

B. Hölzerne Senkkasten.

a. Boden und Seitenwände aus Holz.

Der Boden des aus Holz hergestellten Kastens bildet einen liegenden Rost, wie aus Grundschwellen, Zangen und Belag hergestellt, mit dem einzigen Unterschiede, daß der Belag hier wasserdicht sein muß. Eine solche Ausführung ist indessen nicht zu empfehlen, weil die unten vortretenden Grundschwellen dann allein auf den Baugrund drücken werden und infolgedessen ein viel größeres Setzen des Fundamentes unvermeidlich ist. Desgleichen ist es bei Anwendung von Pfahlrost schwierig, den Boden so zu bauen und namentlich so genau zu versenken, daß die Schwellen genau und voll auf die Pfahlköpfe zu liegen kommen. Weit bequemer und sicherer ist das Auflager herzustellen, wenn die untere Fläche des Bodens eben ist. Zu diesem Zweck stellt man den Boden meistens aus mehreren sich kreuzenden Lagen von Bohlen oder Halbhölzern her, deren obere Lage man kalfatert. Empfohlen sei, die unterste Lage stärker zu nehmen (etwa 15 cm), als die übrigen (etwa 8—10 cm), weil die erstere hier die Grundschwellen ersetzt, wiewohl bei einigermaßen hohen Fundamentkörpern die Ausgleichung der Belastung schon durch das Mauerwerk selbst erfolgt, so daß von einer relativen Beanspruchung des Holzbodens kaum die Rede sein kann; derselbe wird vielmehr außer zum Abschlusse des Wassers während der Ausführung hauptsächlich zur Verankerung in wagrechter Richtung dienen.

Die Seitenwände hat man in Holzkonstruktion in sehr verschiedener Weise ausgeführt, u. a. auch mit lösbarer Befestigung am Boden. Am einfachsten bildet man die Wände aus einem durch Kreuze versteiften Rahmen, auf den man von außen die in den Fugen behobelte Verschalung nagelt. Auch die Fugen der Seitenwände, die Stöße und die Fuge zwischen Wand und Boden sind zu kalfatern.

Als Beispiel einer lösbaren Befestigung der Seiten an dem Boden geben

Fig. 553—555 eine Konstruktion, welche bei Kaibauten an der Insel Méru bei Rouen zur Anwendung gekommen ist.

Fig. 553 stellt die fertige Mauer dar, Fig. 554 den Senkkasten im Quer-

Fig. 553.

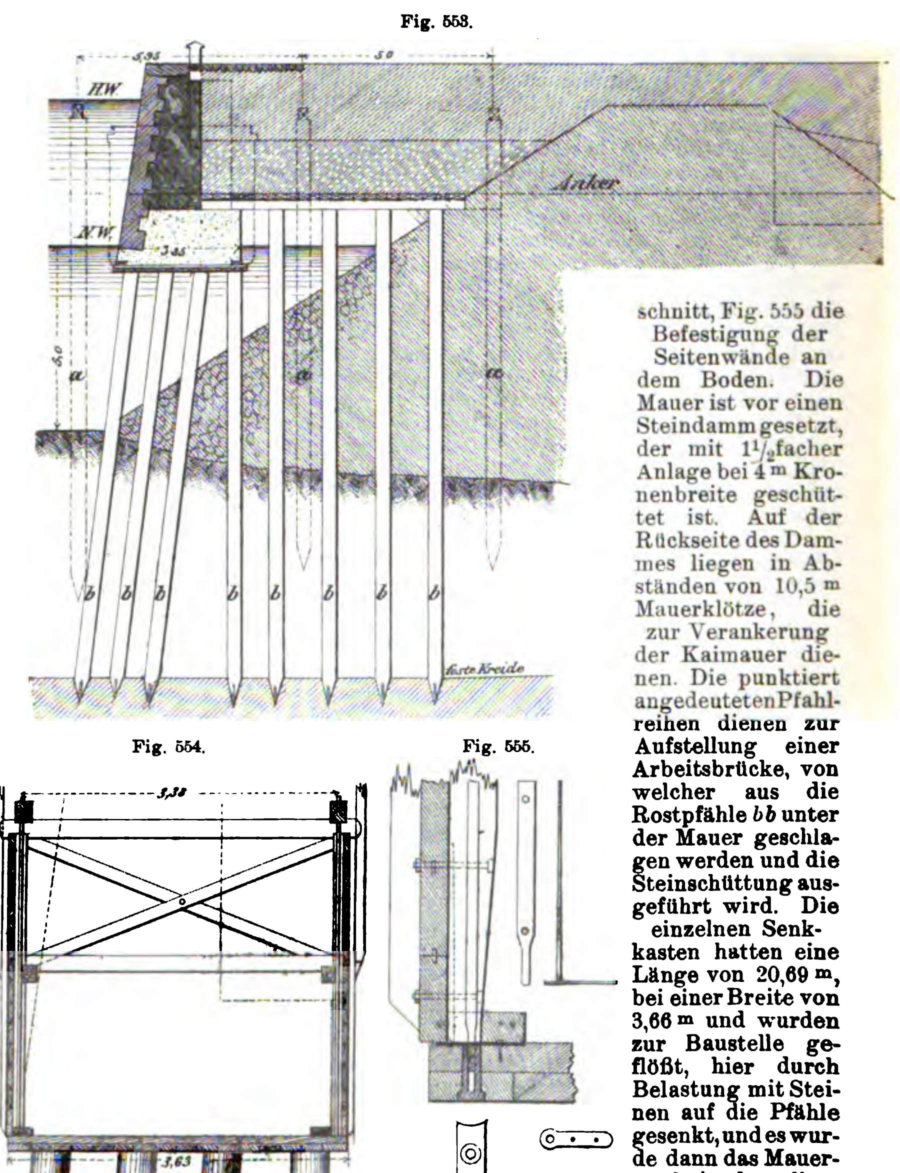


Fig. 554. Fig. 555.

schnitt, Fig. 555 die Befestigung der Seitenwände an dem Boden. Die Mauer ist vor einen Steindamm gesetzt, der mit $1\frac{1}{2}$facher Anlage bei 4 m Kronenbreite geschüttet ist. Auf der Rückseite des Dammes liegen in Abständen von 10,5 m Mauerklötze, die zur Verankerung der Kaimauer dienen. Die punktiert angedeuteten Pfahlreihen dienen **zur Aufstellung einer Arbeitsbrücke, von welcher aus die Rostpfähle *bb* unter der Mauer geschlagen werden und die Steinschüttung ausgeführt wird. Die einzelnen Senkkasten hatten eine Länge von 20,69 m, bei einer Breite von 3,66 m und wurden zur Baustelle geflößt, hier durch Belastung mit Steinen auf die Pfähle gesenkt, und es wurde dann das Mauerwerk in denselben aufgeführt. Der Boden der Senkkasten besteht aus 2 Lagen Buchen-Bohlen von je 8 cm Stärke. Die Seitenwände stehen stumpf auf dem Boden und werden durch Dorne gegen seitliches Verschieben gesichert. Die Dorne sind an der Wand befestigt und treten**

in das größere Loch einer mit 2 Nägeln befestigten Eisenplatte, welche ihrerseits auf die Oberseite des Bodens genagelt ist. Die Wände werden durch Anker, deren Muttern von unten in den Boden eingelassen sind, gegen den letzteren gepreßt. Löst man nach beendeter Gründung die Schrauben durch Drehen der Anker, so schwimmen die Wände auf.

Die einzelnen Mauerkörper wurden hier durch Bögen mit einander verbunden. Will man die Schlitze zwischen den Bögen ausfüllen, so ist dies leicht in folgender Weise zu bewirken: Man schließt zunächst den Schlitz zwischen den Böden zweier benachbarter Kasten nach Entfernung der Seitenwände durch passend geschnittene Bretter, die auf den überstehenden Rändern der Böden ihr Auflager finden, darauf in ähnlicher Weise die Seiten der Spalte zwischen den zu verbindenden Mauerkörpern durch Bohlen, die man wieder entfernen kann, und füllt den neu gebildeten Kasten mit Beton. Um einen innigeren Anschluß des Betonklotzes an das Mauerwerk zu erreichen, sowie, um demselben mehr Halt gegen den Erddruck zu geben, wenn man ihn unten schwächer als das Profil ausführt, kann man die Stirnflächen der benachbarten Mauerkörper mit Schlitzen versehen, Fig. 556, oder dieselben nicht parallel, sondern nach der Wasserseite zu enger mauern, Fig. 557. Anstatt die Senkkasten, wie in dem vorerwähnten Beispiel, am Ufer auf schiefen Ebenen (Hellingen) fertigzustellen, sie dann in das Wasser gleiten zu lassen, und zur Verwendungsstelle zu flößen, kann man dieselben auch auf einem Floß zusammenstellen, das man, wenn der Kasten fertig ist, seitlich belastet, sodaß dieser flott wird und abschwimmen kann. Am Meere kann man sich den Tidenwechsel zu Nutze machen, indem man eine unter dem Flutwasserspiegel liegende Stelle abdämmt, in dieser den Kasten zusammenbaut und ihn nach Durchstechung des Dammes bei Flut hinausbugsiert.

Fig. 556.

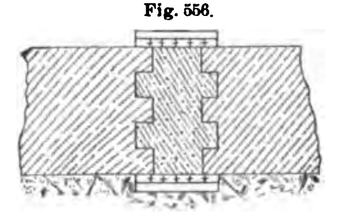
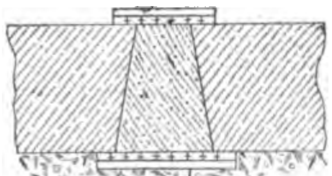


Fig. 557.



In stillem Wasser läßt sich der Senkkasten ohne besondere Führungen unschwer genau versetzen, während bei unruhigem und fließendem Wasser einige seitlich eingerammte Pfähle als Führung dienen müssen.

Mit ähnlichen Senkkasten ist in Linz eine Kaimauer in folgender Weise hergestellt. Die Baugrube wurde zunächst mit Hilfe eines Priestmann'schen Excavators ausgehoben und unter Benutzung eines Trichters mit einer 0,3 bis 0,4 m starken Betonschicht bedeckt. Diese Schicht wurde dadurch abgeglichen, daß der Trichter seitlich mit Walzen versehen war. Alsdann wurde ein mit hölzernem Boden versehener hohler Holzkasten, zwischen 2 Schiffen hängend, an den Ort geflößt und im Boden ausbetoniert. Man senkte den Boden nur um so viel, daß der frische Beton über Wasser blieb und setzte dann einen zweiten und danach einen dritten Holzkasten darauf; diese Kasten wurden auf dem Unterbau an Ort und Stelle zwischen Holzwänden hergestellt.

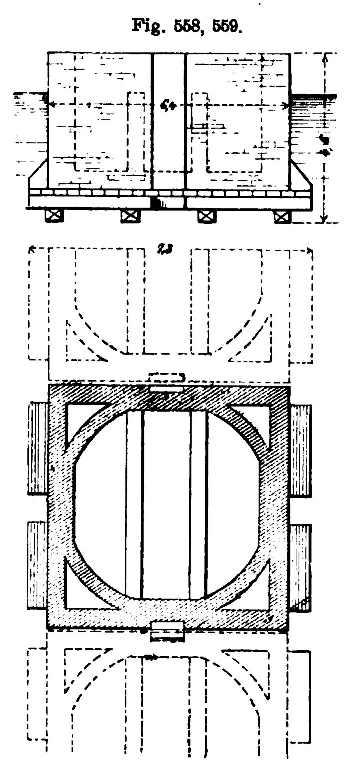
Die neue Anlegestelle für den norddeutschen Lloyd in New-York erhielt Kaimauern, welche auf Pfahlrost mit Hilfe von hölzernen Senkkasten gegründet wurden. Die einzelnen Kasten haben eine Grundfläche von 9,14 × 7,31 m und 6,7 m Höhe. Der Boden besteht aus zwei gekreuzten Lagen $^{30}/_{30}$ cm starken Hölzern, die Seitenwände aus solchen von 25 cm Stärke. Die Seitenwände der Kasten wurden aber nicht abgenommen, sondern blieben dauernd als Begrenzung der Betonfüllung. Die vordere Seitenwand ist geböscht, die übrigen sind senkrecht. Über diesen Fundamentblöcken folgt Betonmauerwerk mit Werkstein-Verblendung von Niedrigwasser an. Die Werkstein-Verblendung reicht noch unter N. W. hinab. Hinter, unter und vor der Mauer befindet sich Steinschüttung.

b. Seitenwände aus Mauerwerk oder Beton.

Hier bilden dieselben gleich einen Teil des Fundamentes; man hat derartige Pfeiler passender Weise Schwimmpfeiler genannt.

Gegen den äußeren Wasserdruck eignet sich für diese Wände am besten die kreisrunde Grundrißform; indessen hat man auch Kasten rechteckig mit im Inneren ausgerundeten Ecken ausgeführt, wenn diese Form sich besser an die Gestalt des Bauwerkes anschloß. In dieser Weise wurde in England bereits zu Anfang des vorigen Jahrhunderts von Bentham eine Kaimauer gegründet, deren Konstruktion die Fig. 558, 559 zeigen. Auf den hölzernen Boden wurde zunächst ein umgekehrtes Gewölbe gelegt, und im Anschlusse an dieses sind die 4 Seitenwände aus Ziegelsteinen aufgemauert. Die Arbeit geschah am Strande während der Ebbezeit; sobald das Mauerwerk der Seitenwände entsprechend hoch aufgeführt war, wurden die Kasten durch die Flut gehoben und dann zur Baustelle geflößt. Hier versenkte man sie durch künstliche Belastung, die größer war als das Gewicht der fertigen Mauer und somit gleichzeitig als Probebelastung diente, und füllte die Hohlräume mit Beton.

Fig. 558, 559.



Das Sohlengewölbe wird übrigens entbehrlich, wenn man den hölzernen Boden einigermaßen stark ausführt, die Versenkung auf den Grund durch Einschüttung von Beton in die Hohlräume bewirkt, und erst nach fertiger Ausfüllung eine Probebelastung aufbringt. In dieser Weise wird der Holzboden des Kastens weit weniger beansprucht, als wenn man ihn, noch leer, durch Ueberlast in den Grund drückt.

Die Pfeiler der Parnitz-Brücke für die Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn sind in ähnlicher Weise mittels Senkkasten mit gemauerten Wänden gegründet, die auf einem Pfahlroste stehen. Die Fig. 560—563 stellen ein Fundament usw. dieser Brücke dar. Die Anfertigung ging in folgender Weise vor sich: Zunächst wurden von schwimmenden Rüstungen aus die Rostpfähle und 2 Reihen Rüstungspfähle geschlagen. Letztere wurden oben verholmt, und auf diesen genau wagrecht liegenden Holmen lief ein Schlitten, welcher die Grundsäge trug. Nachdem die Rostpfähle abgeschnitten waren, wurde zwischen ihre Köpfe eine Steinpackung gebracht, deren Oberfläche Taucher genau abglichen. Der Schwimmkasten bestand aus dem 40 cm starken Boden, den 3 Lagen kreuzweis über einander genagelte Bohlen bildeten, und hölzernen Wänden von nur 1,9 m Höhe. Der Boden war außerdem durch 23 cm starke aufgelegte Zangen versteift.

In diesem abgedichteten Kasten, dessen Wände nicht bis über den Wasserspiegel reichten, wurden die hohlen Mauerkörper zunächst aus 2 Stein und später aus $1^1/_2$ Stein starkem Ziegelmauerwerk angelegt, wie Fig. 561 zeigt. Bevor das Gewicht des Mauerwerkes so groß geworden, daß die Holzwände ganz untertauchten, wurde der Kasten zur Stelle geflößt und in annähernd richtiger Lage festgelegt. Die Last der fortschreitenden Mauerung wurde nun in der Weise geregelt, daß das Ganze, auch nachdem der obere Rand der hölzernen Seitenwände unter

Wasserspiegel trat, genügende Schwimmfähigkeit behielt. Später erst, wenn der Rand des Hohlraumes mehr als 1 m über Wasser stand, begann man in der Sohle zu mauern. Hatte der Holzboden nahezu die Pfahlköpfe erreicht, so wurde der Senkkasten genau gerichtet und durch Aufbringen von Steinen zum Aufstehen gebracht und endlich voll gemauert. — Man hatte am oberen Ende durchlochte Flacheisenstangen an dem Holzboden befestigt, die am oberen Ende mittels durchgesteckter Eisenkeile am Gerüste festgelegt werden konnten, um den Senkkasten flott zu erhalten, wenn etwa ein Brunnen stark undicht werden sollte. Diese Sicherheits-Vorrichtung ist indessen niemals in Wirksamkeit getreten.

Auch solche niedrigen Wände würden, wie S. 282 mitgeteilt, abnehmbar eingerichtet werden können, um sie mehrere mal zu benutzen.

In vielen Fällen wird man die hölzernen Seitenwände auch ganz entbehren können,

Fig. 561.

Fig. 560.

Fig 564.

Fig. 562.

Fig. 563.

wenn man nur den hölzernen Boden bei Beginn des Hohlmauerwerkes etwas an den Gerüsten (festen oder schwimmenden) aufhängt, um die Schwimmfähigkeit bis zu genügender Höhe des Ringmauerwerkes zu sichern. Sobald man die Stärke δ des ringförmigen Ziegelwerkes nicht größer als 0,2 d, Fig. 564, macht, ist die Schwimmfähigkit von Anfang an vorhanden.

Die Sicherung derartiger Fundamente in fließendem Wasser gegen Unterspülung geschieht wie bei allen übrigen Fundamenten.

C. Eiserne Senkkasten.

Der größte Senkkasten mit unterem Boden, der, soviel bekannt, bisher aus Eisen hergestellt wurde, ist der für die Hafenköpfe des neuen Hafens in Cuxhaven. Fig. 565—567. Derselbe war 120 m lang, 15,5 m hoch, unten 9 m und oben 7,45 m breit und enthielt 415 t Eisen und 200 cbm Holz. Die Blechstärke der Wände und des Bodens war nur 5 mm. Die Absteifung der Wände geschah durch senkrechte Spanten I N 12, auf die in Abständen von 2 m wagrechte I-Eisen Nr. 16 genietet waren. Wagrecht in Abständen von 3,9 m und senkrecht 2 m von einander wurden die Wände durch eiserne Anker von 25 mm verbunden. Die Aussteifung gegen Druck geschah durch Holz. Der Kasten wurde wie ein Schiff auf einem Helgen gebaut und nachdem er abgelaufen und um genügenden Tiefgang zu erhalten mit etwas Beton gefüllt war, zur Verwendungsstelle geschleppt. Der Grund war vorher möglichst eben auf —11,5 unter N.-W. gebaggert und der Kasten wurde hier durch Einbringen von Beton versenkt. Bei der Versenkung wurden zunächst 15 Hohlräume in Beton ausgespart, um den Wasserdruck auf die Blechwand mäßig zu behalten. Die Aussparungen waren rund und hatten 6,8 m Durchmesser. Der Kasten wird nach der Versenkung unten auf 3 m Höhe durch Steinschüttung gegen Kolkungen gesichert. 2 m unter Niedrigwasser beginnt die Granitverblendung. Die Hohlräume im Beton sind teilweise mit Sand gefüllt. Unter dem Kasten war eine 30 cm hohe Steinschicht vor der Versenkung hergestellt. Anstatt derselben hätte wohl grober Kies eine gleichmäßigere Unterlage abgegeben. Der Molenkopf setzte sich infolge dieser Unterlage bedeutend.

Senkkasten mit unterem Boden hat man auch zum Molenbau im Hafen von Bilbao verwendet. Die Kasten waren 13 m lang, 7 m breit und 7 m hoch. Sie haben eiserne Wände, 2 Quer- und 1 Längswand und wurden innen mit Beton ausgefüttert. In diesem Zustande wurden sie auf den Unterbau aus Steinschüttung gesetzt und mit 2 Lagen Mauerblöcken von je 4 m Länge, 3 m Breite und 2,5 m Höhe gefüllt, die Zwischenräume ebenfalls mit Beton verfüllt und eine Betonlage oben als Abdeckung aufgebracht. Darüber wurde die Mole ebenfalls mit Blöcken an den Außenseiten und Beton im Inneren fertiggestellt.

In ähnlicher Weise wurden die sogen. schwimmenden Blöcke für den Hafendamm am Zeebrügger Hafen hergestellt. Die Eisenkasten hatten hier 25 × 9 m Grundfläche und 8,75 m Höhe. Die Wände wurden im Inneren ebenfalls mit einer Betonschicht umkleidet, die zugleich die Eisenrippen einhüllte. Das Gewicht eines fertig gefüllten und versenkten Blockes betrug 3000 t. Näheres siehe Engineer 1900 II S. 334, auch Allgem. Bauztg. 1899 S. 53, Schweiz. Bauztg. 1899 S. 124.

Eigentümliche Senkkasten mit unterem Boden wurden für die Endlager der Amu-Darja-Brücke angewendet. Durch den Boden derselben führten 8 Baggerschächte hindurch, sodaß die Kasten ohne Preßluft nur mit Hilfe von Baggern bis auf den tragfähigen Baugrund durch Triebsand und eine Mischung von Sand und Ton hindurchgetrieben werden konnten. (Eng. news 1902 S. 286.)

Wie bei den hölzernen Senkkasten, hat man auch bei den eisernen die Seitenwände zum Abnehmen eingerichtet, um sie mehrfach verwenden zu können.

Die Fig. 568—571 zeigen einen derartigen Senkkasten, der zur Her-

stellung von Blöcken im Gewichte von 5000 bis 6500 t für die Mole des Hafens von Bizerta verwendet wurde.

Der untere eiserne Boden ist durch Träger verstärkt und hat eine feste Seitenwand von 2 m Höhe, auf welche die abnehmbare in einzelnen Teilen befestigt wurde, wobei ein Schwimmkran von 50 t Tragfähigkeit zum Heben diente. Schon auf den Helling wurde zu unterst eine 5 cm starke Mörtelschicht auf den Boden aufgebracht. Auf diese Mörtelschicht wurde die erste Betonschicht von 0,5 bis 1 m Stärke aufgebracht, an die sich der erste Teil der Quer- und Seitenwände aus Beton der in Figur 571 durch die engste Schraffierung kenntlich ist, anschloß. Der Senkkasten tauchte bei dieser Belastung 1,5 m tief ein und hatte noch 50 cm Bord.

Fig. 565—567. Großer Senkkasten. Molenköpfe in Cuxhaven.

Querschnitt c—d.

Längsschnitt a—b.

Grundriß nach e—f.

Jetzt wurden die abnehmbaren Blechwände aufgesetzt, welche aus Teilen von 10,3 × 7,5 (bei den Längswänden) bezw. 7,5 × 7,5 (bei den Querwänden) bestanden.

Die Stöße der Teile waren durch gewöhnliche Bolzen verbunden, die Befestigung an der unteren Fuge geschah durch 6 m lange bis über den Wasserspiegel reichende und oben mit Vierkant für die Schraubenschlüssel versehene Bolzen.

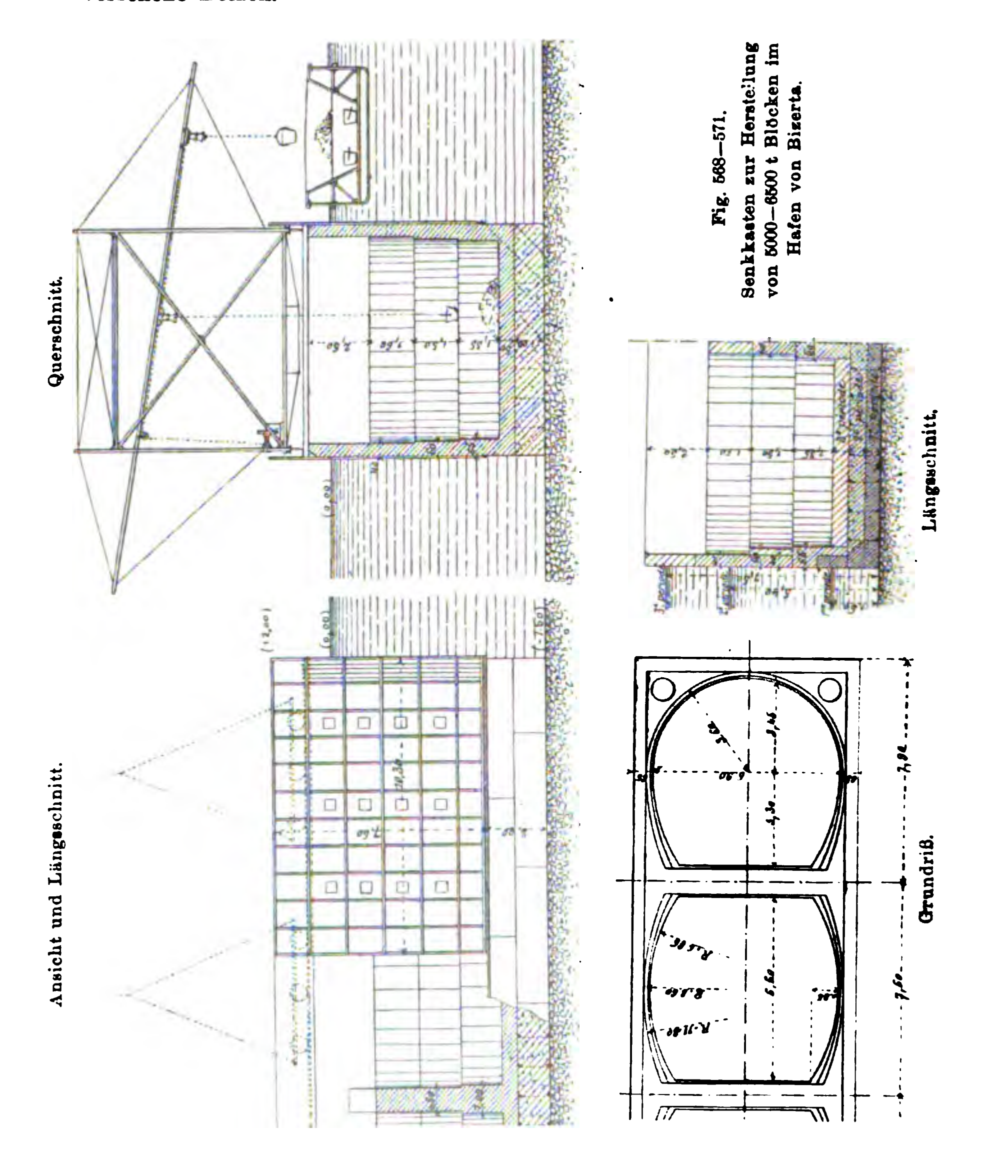


Fig. 568—571. Senkkasten zur Herstellung von 5000—6500 t Blöcken im Hafen von Bizerta.

Nach Befestigung der Wände wurde die Betonierung in den 2 Abschnitten, wie sie durch verschiedene Schraffierung aus Fig. 571 ersichtlich ist, in solcher Weise fortgesetzt, daß Boden und Wände nicht überanstrengt wurden.

Nach Erhöhung der Wände bis auf 8,45 m tauchte der Kasten 5,4 m. Es wurde dann in zwei seiner Abteilungen durch in den Seiten befindliche Klappen soviel Wasser eingelassen, daß er sich auf den Grund setzte. Jetzt füllte man die anderen beiden (leeren) Abteilungen auf 3 m mit Beton, pumpte die mit Wasser gefüllten leer, füllte sie ebenfalls mit Beton, nahm die beweglichen Seitenwände ab und stellte den weiteren Molenkörper her. Fig. 569 zeigt die Art und Weise, wie der Beton aus Prähmen in die 4 einzelnen Abteilungen der Senkkasten geschafft wurde. Die Kübel enthielten 400 bis 500 l Beton und wurden elektrisch bewegt. Über jeder der 4 Abteilungen des Senkkastens war eine solche Fördervorrichtung angeordnet.

D. Senkkasten aus Beton und Eisenbeton.

Senkkasten aus Beton ohne Eiseneinlagen sind, soviel bekannt, zuerst von Dahlmann in den 50er Jahren des vorigen Jahrhunderts in Hamburg angewendet.

Sie bilden gewissermaßen die Vorläufer für die Kasten aus Eisenbeton und sind wohl nicht wieder zur Anwendung gekommen.

Eine zweite Anwendung mit teilweiser Verwendung von Eisen ist von Kopenhagen zu verzeichnen beim Bau der Mole für den Freihafen. Die Kasten waren 3,13 m lang, 2,51 m breit und 3,13 m hoch. Die Längswände und der Boden bestanden aus Beton ohne Eiseneinlagen. Die Querseiten wurden durch 60 cm starke Platten aus Eisenbeton nach der Monier-Bauweise geschlossen. Diese Platten traten derart hinter den Enden der Längswände zurück, daß zwischen den Querwänden zweier benachbarter Kasten nach dem Versenken noch ein Zwischenraum verblieb, der durch Betonsteine geschlossen wurde. Näheres hierüber siehe Engineering 1894 I S. 93—94.

Fig. 572.

Es liegt nahe, daß sich für diese Zwecke auch Kasten sehr gut eignen, die ganz aus Eisenbeton hergestellt sind, wie sie Hennebique bereits empfohlen hat.

Soviel bekannt, ist die erste derartige Ausführung in Valparaiso geschehen (Zentralbl. d. Bauv. 1905 S. 224) und soll in nächster Zeit eine Mole in gleicher Weise im Hafen von Talcahuano (Chile) gebaut werden.

Es werden dort im ganzen 160 Kasten von verschiedener Größe verwendet werden, deren größte bei 15 m Länge den Querschnitt erhalten, welchen Fig. 572 zeigt. Die Aussteifung der beiden Längswände gegeneinander erfolgt durch 5 bis obenhin reichende Querwände, die ebenfalls aus Eisenbeton bestehen. Ob die Herstellung auf Hellingen oder auf Gerüsten erfolgen soll, ist den Unternehmern überlassen.

Da die Kasten trotz der geringen Wandstärken dennoch das bedeutende Gewicht von 420 t haben, wird das Ablassen von Hellingen nicht gefahrlos sein und wird es in solchen Fällen am sichersten sein, falls die Boden-Verhältnisse dies gestatten, die Kasten in provisorischen Docks herzustellen und sie aufschwimmen zu lassen. Die Höhe der Kasten beträgt 10,50 m. Sie bilden einzelne Molenstücke und sollen nach ihrer Versenkung mit Beton ausgefüllt werden. Die rechte Seite der Fig. liegt nach dem Hafen zu. Gegen die äußere, linke wird eine Steinböschung zum Schutze gegen Unterspülung geschüttet.

V. Brunnengründungen.

Literatur:

Handb. d. Ing.-Wissensch. Erster Bd. 3. Abt. L. Klasen: Handbuch der Fundierungs-Methoden. M. Becker: Allg. Bauk. d. Ing.

A. Allgemeines.

Unter Brunnen - Gründung ist im allgemeinen das Verfahren zu verstehen, einen hohlen oben und unten offenen Körper beliebiger Grundrißform durch Schichten von ungenügender Tragfähigkeit bis auf den tragfähigen Baugrund durch Entfernung des Bodens im Inneren zu versenken und endlich mit Beton, Mauerwerk, trockenen Steinen oder Schotter auszufüllen. Die Entfernung des Bodens geschieht entweder durch unmittelbares Graben im Inneren, namentlich unter dem Rande, oder, falls das Wasser im Brunnen nicht zu bewältigen, bezw. die Bewältigung wegen der damit leicht verbundenen Auflockerung des Bodens in der Nachbarschaft nicht rätlich erscheint, durch Baggern.

Die Brunnen-Gründung unterscheidet sich hiernach von der Gründung mit unten offenen eisernen Pfählen (namentlich von dem Pott'schen Verfahren) im wesentlichen durch die Art der Versenkung, die hier eine Folge der Entfernung des Bodens ist, während bei dem genannten Verfahren erst die Versenkung, und sodann die Entfernung des Bodens vorgenommen wird. — Von der Schwimmpfeiler-Gründung, sowie von der Gründung in geschlossenen, eisernen oder hölzernen Umhüllungen dagegen unterscheidet sie sich dadurch, daß bei ihr der hohle Körper in den Boden versenkt wird.

Brunnen-Gründungen sind in Indien schon von Alters her angewandt, während sie in Europa und namentlich in Deutschland erst im vorigen Jahrhundert Beachtung gefunden haben.

Beim Bau der Pariser Stadtbahn sind Brunnen in sehr großer Zahl zur Anwendung gekommen, um für die Tunnel und sonstigen Bauwerke, die auf aufgeschüttetem und unterhöhltem Boden zu stehen kamen, solide Fundamente zu schaffen. (Le génie civ. 1903 S. 361 u. f.; Nouv. ann. de la constr. 1905 S. 1. Rev. techn. 1905. Jan.)

Wo die Bewältigung des Wassers ohne große Kosten möglich und der Umgebung wegen statthaft ist, läßt sich diese Gründungsart bis zu den größten Tiefen anwenden, wie schon die Wasserbrunnen und gemauerten bergmännischen Schachte beweisen. Wo indessen die Wasserbewältigung nicht ausführbar ist, empfiehlt sich die Brunnen-Gründung nur, wenn keine ernstlichen Hindernisse zu erwarten sind, also namentlich in gleichmäßigem Sande oder Schlamm und Moor. In sehr grobem Gerölle dagegen, sowie in Erdschichten, in denen man mit Sicherheit auf große Steine in beträchtlicher Zahl, sowie auf Felsspitzen, Baumstämme oder Baureste rechnen muß, ist diese Gründungsart nicht ratsam, da die Beseitigung solcher Hindernisse unter Wasser nicht nur unverhältnismäßige Kosten, sondern namentlich auch bedeutende Zeitverluste verursacht. Bei solchen Verhältnissen werden sich die reine Luftdruck-Gründung oder Luftdruck-Gründung mit Brunnen-Gründung vereinigt billiger stellen, die erstere bei größeren Tiefen, Schwierigkeiten des Baugrundes und größerem Bauobjekt, die letztere bei geringeren Ausführungen, Schwierigkeiten und Tiefen.

Es wird sonach die Brunnen-Gründung hauptsächlich im Alluvial-Boden der unteren Flußläufe am Platze sein. Da aber auch hier vereinzelt Baumstämme und Steine im Grunde vorkommen, so empfiehlt es sich, bei allen größeren Brunnen-Gründungen einen Taucher-Apparat vorrätig zu halten, um im stande zu sein, die erwähnten Hindernisse verhältnismäßig rasch zu überwinden.

Nach den Stoffen, aus welchen die Brunnen bestehen, werden 3 Arten: gemauerte, eiserne und hölzerne Brunnen unterschieden.

B. Brunnen aus Mauerwerk, Beton und Eisenbeton.

Literatur.

Quassowski: Ausführung von Gründungen auf der Berlin-Potsdamer Bahnlinie: Zeitschr. f. Bauw. 1874 S. 298. — Brunnen aus Beton für eine Kaimauer in Glasgow: Deutsche Bauztg. 1875 S. 81. — Die Bauten der Breslau-Schweidnitzer Bahn von Wiebe: Deutsche Bauztg. 1875 S. 868. — Brunnengründung der Jumna-Brücke (Indien): Engineering 1875 II S. 162. – Gründung der Schulhäusergruppe für Knaben in Paris in der rue Baudricourt: Moniteur des arch. 1875 S. 79. – Mitteilungen über die Gründung großer Brücken von Buresch: Notizbl. d. Arch. u. Ing.-Ver. f. Niederrh. u. Westf. 1876 S. 121. – Gründung der Elbe-Brücke bei Dömitz: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. z. Hann. 1877 S. 557. — Brunnengründung beim Bau der Überbrückung des Memeltales bei Tilsit: Zeitschr. f. Bauw. 1878 S. 21. — Gründung der Weichselbr. bei Graudenz: ebenda 1882 S. 251. — Gründung der Elbebrücke bei Barby: ebenda 1883 S. 296. — Gründungen der Kunstbauten der Berliner Stadtbahn: ebenda 1884 S. 16. — Senkung der Brunnen und Herstellung künstlicher Inseln durch Sandschüttung: ebenda 1888 S. 575. — Brunnengründung der Ufermauern am Kaiserhafen zu Ruhrort: ebenda 1889 S. 255. — Brunnengründung der Pfeiler von der Drehbrücke über die Peene bei Loitz: ebenda 1889 S. 230. — Brunnen für den Landpfeiler der neuen Weichselbrücke bei Dirschau: ebenda 1895 S. 242. — Gründung einer Brücke in der Eisenbahnlinie Rüttenscheid-Steele: Zentralbl. d. Bauv. 1882 S. 83. — Brunnengründung der Kaimauern im neuen Hafen von Charente bei Rochefort: Zentralbl. d. Bauv. 1884 S. 282. — Brunnengründung der Kaimauern im Hafenbecken zu Hâvre: Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 475; Ann. des ponts et chauss. 1885 I S. 96. — Senken von Brunnen unter Benutzung von Kranbaggern usw.: ebenda 1885 S. 538. — Brunnengründung des Viaduktes über den Eskfluß bei Witby-England, ebenda 1887 S. 155. — Brunnengründung der Kaimauern im Hafen von Calais: Zentralbl. d. Bauv. 1890 S. 69; Deutsche Bauztg. 1892 S. 147; Génie civ. 1889 Bd. XV S. 565. — Gründung des Gerichtsgebäudes zu Madras: Engineer. rec. 1894 Bd. XXX S. 363. — Gründung der Scheer-Schah-Brücke über den Cheneb-Fluß in Indien mit sechseckigen Brunnen: Engineering 1894 II S. 318. — Gründung des Amerik. Hypotheken-Gebäudes: Eng. rec. 1896 II S. 28. — Gründung der Standard Blocks in New-York: Eng. rec. 1896 II S. 107. — Senkung und Ausrüstung von Brunnenschachten: Engineering 1894 II S. 625. — Gründung der Pfeiler der Koyakhai-Brücke in Indien. Schwierige Ausführung in feinem Sand und weichem Kalkstein: Proc. of the inst. of civ. eng. 1901 III S. 292; Eng. news 1901 II S. 493. — Brunnengründung der Kaimauer im Weserhafen zu Rinteln v. Ottmann: Zentralbl. d. Bauv. 1902 S. 9. — Brunnen nach Goerke's Patent: ebenda 1903 S. 651.

Die Brunnen aus Mauerwerk werden in der Regel wenigstens an den Außenflächen aus Ziegelsteinen hergestellt, weil das Mauerwerk aus denselben glatter in der Fläche ist, und also eine wesentliche Vorbedingung für raschen Verlauf der Senkarbeit erfüllt wird. Außerdem läßt sich mit gleichmäßig geformten Ziegeln bequemer ein dichtes Mauerwerk herstellen, und so die Wasserhaltung während der Versenkung bezw. der Ausmauerung erleichtern. Abgesehen hiervon würde ein Mauerwerk aus Bruchsteinen seiner größeren Schwere wegen vorzuziehen sein.

a. Brunnenkränze.

Literatur.

Brunnenkränze und Brunnentrommeln: Deutsche Bauztg. 1885 S. 293. – Über Senkbrunnen-Schwellkränze von Bernhofer: Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897 S. 158.

Als Unterlage für die gemauerten Brunnen dienen Brunnenschlinge oder Brunnenkränze, die man auf die eingeebnete und in der Regel bis zum Grundwasserspiegel durch Abschachtung vertiefte Sohle der Baugrube legt. Man macht die Schlinge aus Holz oder Eisen, in letzterem Falle besser aus Schmied- oder Flußeisen, weil dieses nicht so leicht bricht als Gußeisen, wenn während der Versenkung Hindernisse angetroffen werden.

Der Querschnitt der Brunnenkränze verjüngt sich in der Regel nach unten und bildet ein Trapez oder Dreieck, wiewohl auch in einzelnen

Fällen Brunnenkränze von rechteckigem Querschnitt versenkt wurden. Da die Senkung desto besser von statten geht, je weniger Widerstand der Brunnen im Boden findet, so ist offenbar die dreieckige Querschnittsform die zweckmäßigere. Aus demselben Grunde wird man auch den Winkel der Schneide möglichst klein nehmen. Muß man mit einiger Wahrscheinlichkeit damit rechnen, auf Baumstämme zu treffen, so ist ein Winkel an der Schneide von höchstens 45° (besser 30°) auch deshalb zweckmäßig, um das Holz von innen durch Taucher abstemmen lassen zu können. Bei hölzernen Brunnenkränzen wendet man, um unbeschadet der Festigkeit eine schärfere Schneide zu erhalten, im unteren Teile Eisen an, sei es, daß man das Holz nur mit Blech oder Fasson-Eisen beschlägt oder daß man den unteren Teil ganz aus Eisen herstellt, und auf diese Weise zu gemischten Konstruktionen kommt. Letztere sind indessen nicht zu empfehlen. Man wird in der Regel, wenn man nur Eisen oder nur Holz mit Beschlag an der Schneide anwendet, bei größerer Gleichartigkeit für dieselben und geringeren Kosten einen Brunnenkranz von genügender Festigkeit herstellen können.

Die Fig. 573—578 zeigen Querschnitte hölzerner Brunnenkränze mit und ohne Eisenbeschlag an der Schneide, teils aus Bohlen, teils aus solchen u. bearbeiteten stärkeren Hölzern gebildet. Die einzelnen Bohlenlagen werden gehörig überblattet, verdübelt und mit einander vernagelt und verbolzt.

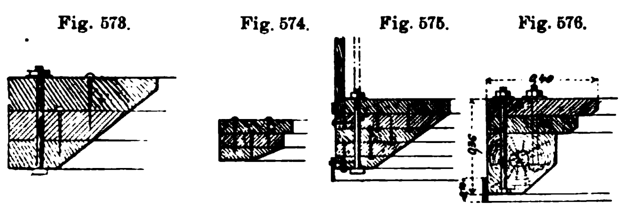


Fig. 573. Fig. 574. Fig. 575. Fig. 576.

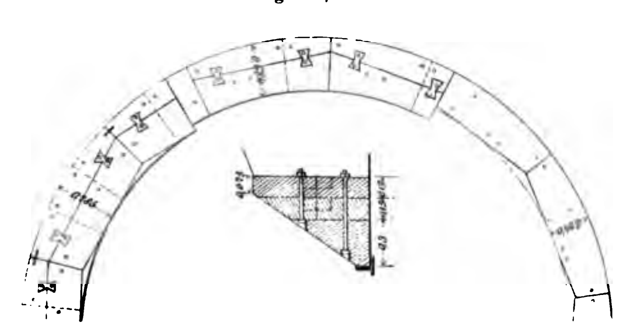


Fig. 577, 578.

Als Eisenbeschlag für den unteren Rand ist ein Flacheisen, Fig. 575 und 576, **nicht** zu empfehlen, weil die Nägel zu leicht ausgezogen oder abgeschert werden, wonach das Flacheisen nur ein Hindernis beim Senken bildet. Besser ist ein T-Eisen, Fig. 584, oder ein spitzwinkliges L-Eisen. Beide schweißt oder nietet man zu einem geschlossenen Ringe zusammen.

Meistens nimmt man der Billigkeit wegen Kiefernholz, dessen geringer Festigkeit man durch Eisenbeschlag zu Hilfe kommt. Wo indessen Eichen- oder Buchenholz billig ist, empfiehlt dasselbe sich namentlich für die untere Lage. Eichenholz eignet sich auch durch seinen Wuchs besonders gut zu Brunnenkränzen.

Für allgemeine Kostenanschläge kann man die Querschnittfläche der hölzernen Schlinge größerer Brunnen zu 0,15 qm annehmen. Es ist dies die Größe des Querschnittes, welche in der Formel S. 185 u. f., bei Veranschlagung der Kosten von Brunnen-Fundamenten auf hölzernen Schlingen, angenommen wurde, und die in allen Fällen ausreichen wird. Meistenteils wird der Querschnitt kleiner sein können, wie er denn in der Tat bei den Brunnen-

kränzen der Pfeilerfundamente verschiedener Brückenbauten zwischen 0,08 und 0,12 qm schwankt. Der Preis für 1 cbm des Brunnenkranzes, der in der erwähnten Formel mit ψ bezeichnet ist, darf bei runden Brunnenkränzen nicht niedrig angenommen werden.

Eiserne Brunnenkränze zeigen in der Regel einen senkrechten und einen wagrechten Teil, die durch Konsolen gegen einander abgesteift sind. Bei Verwendung von Walzeisen sind diese Teile aus Blech gebildet und durch ein L-Eisen mit einander verbunden. Die Konsolen bestehen ebenfalls aus Blech und sind durch L-Eisen mit dem senkrechten und wagrechten Bleche vernietet, Fig. 579. Die Schneide verstärkt man zweckmäßig durch ein außen angenietetes Flacheisen. Um ein seitliches Verschieben des Ringes gegen das Mauerwerk zu verhindern, läßt man die senkrechte Wand gegen die wagrechte etwas vortreten und bringt auch wohl noch am inneren Rande des Brunnenkranzes ein L-Eisen mit nach oben gerichtetem senkrechten Schenkel an, sodaß die erste Mauerwerksschicht zwischen zwei seitlichen Eisenumränderungen liegt, Fig. 580.

Noch zweckmäßiger als die Form Fig. 579 ist ein vollständig keilförmiger Querschnitt des Brunnenschlings, den man erhält, indem man auch nach dem Inneren des Brunnens zu eine schräge Wand anbringt. In dieser Weise waren die Querschnitte der Brunnenringe für die Flutpfeiler-Fundamente der Dömitzer Elbebrücke, Fig. 580, gebildet. Die innere Blechwand bestand hier aus ganz schwachem Blech, und die obere wagrechte Platte war durchbrochen, bezw. aus einzelnen kurzen Blechstreifen mit ebenso großen Zwischenräumen zusammengesetzt. Die Konsolen bestanden nur aus rechtwinklig gebogenen L-Eisen. Der Hohlraum der Schneide wurde, nachdem der Brunnenkranz in der Baugrube verlegt war, mit Beton guter Mischung gefüllt und das Mauerwerk band in dieser Weise etwa zur einen Hälfte unmittelbar mit dem Beton zusammen.

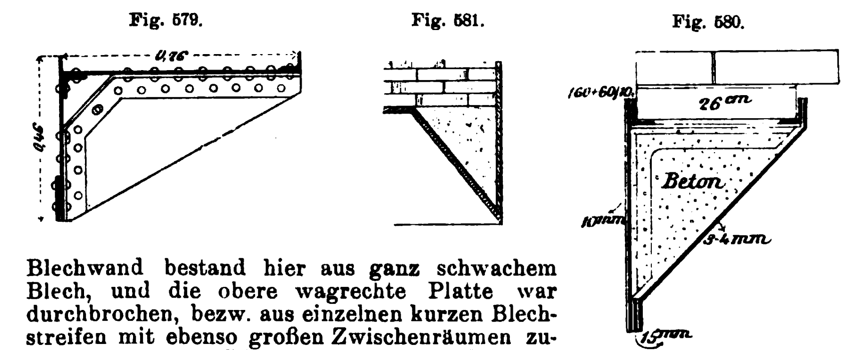


Fig. 579. Fig. 581. Fig. 580.

Bei der Anwendung von Gußeisen für die Kränze, der im übrigen nicht das Wort zu reden ist, läßt sich die Hohlform der Schneide besonders leicht herstellen, Fig. 581.

Das Gewicht der Brunnenkränze aus Schmiedeisen ist in den Formeln S. 185 u. f. mit 0,1 t für 1 m Umfangslänge veranschlagt, wenn die Kränze vor Beginn der Mauerung auf den Erdboden gesetzt werden, sodaß sie überall unterstützt sind, dagegen zu 0,15 t, wenn sie an Ketten aufgehängt mit dem Mauerwerk belastet werden, wie dies bei Gründungen im Wasser vorkommt. Für gußeiserne Brunnenkränze ist das Gewicht etwa doppelt so groß anzunehmen.

b. Grundrißform der Brunnen.

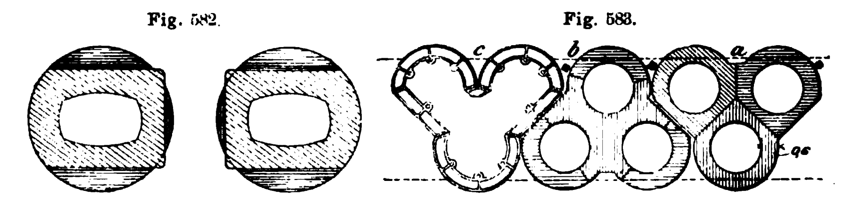
Für ein bequemes und gleichmäßiges Senken der Brunnen eignet sich am besten der Kreis. Derartig gestaltete Brunnen besitzen im Verhältnis zur Grundfläche die geringste Umfangsfläche, erleiden also den geringsten Reibungswiderstand im Boden und außerdem sind alle Punkte der Brunnen-

schneide von dem in der Mitte arbeitenden Baggerapparate gleich weit entfernt, so daß eine gleichmäßige Senkung leicht erreicht wird. Endlich besitzen kreisrunde Brunnenwände auch die größte Widerstandsfähigkeit gegen den äußeren Erd- und Wasserdruck, wiewohl diese Eigenschaft bei der Stärke, welche man den Wänden zweckmäßiger Weise gibt, weniger von Belang ist.

Als ein Mangel kreisrunder Brunnen muß indessen hervorgehoben werden, daß sie beim Sinken leicht in eine drehende Bewegung geraten, wenn ihre Außenflächen nicht sehr genau hergestellt sind. Eine derartige Verschiebung kann bisweilen unbequem werden, z. B. wenn man bei Brunnenfundamenten für Brückenpfeiler dem oberen Teile des Brunnenmauerwerkes bereits eine bestimmte geradlinige Form gegeben hat, die dadurch aus der Richtung kommt. Für solche Fälle empfiehlt es sich, die kreisrunde Form des Brunnens frühzeitig durch Einziehen in eine dem aufgehenden Mauerwerke sich enger anschließende überzuführen, Fig. 582, und dadurch die senkrechte Führung im Erdreich zu sichern.

Häufig läßt die Gestalt des Bauwerkes es wünschenswert erscheinen, von der Kreisform abzuweichen, und findet man daher auch alle möglichen Grundrisse angewendet. So wurde eine Kaimauer in Glasgow aus einzelnen Brunnen von kleeblattartigem Grundriß zusammengesetzt, wie dies Fig. 583 zeigt. Diese Form muß in jeder Beziehung durchdacht und

Fig. 582. Fig. 583.



zweckmäßig genannt werden. Sie ermöglicht nicht nur in bequemer Weise aus den einzelnen Brunnen einen nahezu geschlossenen Fundamentkörper zu bilden, sondern zeichnet sich auch dadurch aus, daß alle Teile des Brunnenkranzes von den 3 Baggerstellen nahezu gleich weit entfernt sind, wodurch, wie oben erwähnt, ein gleichmäßiges Sinken gesichert ist. Der Brunnenkranz bestand hier aus Gußeisen und hatte die in Fig. 583 dargestellte Form. Jeder Kranz war aus 6 Teilen mittels Flanschen und Bolzen zusammengeschraubt und hatte an seiner inneren Seite Augen zum Befestigen der Ketten, an denen die Brunnen auf den Grund gesenkt wurden. Das Mantelmauerwerk bestand nicht aus Ziegeln, sondern aus Gußbeton. Die einzelnen Stücke des Mantels wurden auf ebenen Bretter-Unterlagen in hölzernen zerlegbaren Formen gegossen und gestampft, nach genügender Erhärtung zusammengesetzt und in den Stoßfugen mit Zement vergossen. Nach beendeter Senkung schloß man die Fugen zwischen zwei benachbarten Brunnen durch einen dünnen Pfahl.

Eine andere Form zusammengesetzter Brunnen hat Ch. Andrew angewendet, Fig. 584—586, für welche er die Brunnenkränze aus Holz herstellte. Für Brückenpfeiler empfiehlt derselbe die Form Fig. 587, 588.

Bei den neuen Kaimauern der neuen Hafenanlage zu Calais verwendete man viereckige, dicht stehende Brunnen von 7×8^{m} Größe. Der Brunnenkranz wurde an Ort und Stelle nur aus Zementbeton hergestellt, war 1^{m} breit und $0{,}5^{m}$ hoch. Der Beton wurde in eine aus wegnehmbaren Bohlen hergestellte Form gestampft, ohne Bohlen- oder sonstige Unterlage. Nach Erhärtung des Beton wurde der Brunnen auf demselben aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel — außen senkrecht, innen ausladend bis die Wandstärke 1,75 bezw. 2^{m} erreicht war — aufgemauert. Die inneren Ecken des Brunnens wurden zur Verstärkung abgestumpft. 10 bis 15 Tage nach Fertigstellung des Brunnens wurde mit dem Versenken begonnen.

Das Versenken geschah mittels Pumpenbagger, wie in Kap. I Abschn. I D. f. (Seite 61) beschrieben.

Nachdem der Brunnen fertig gesenkt war und der Sand im Inneren sich gesetzt hatte, wurde der untere Teil, soweit die Abschrägung der inneren

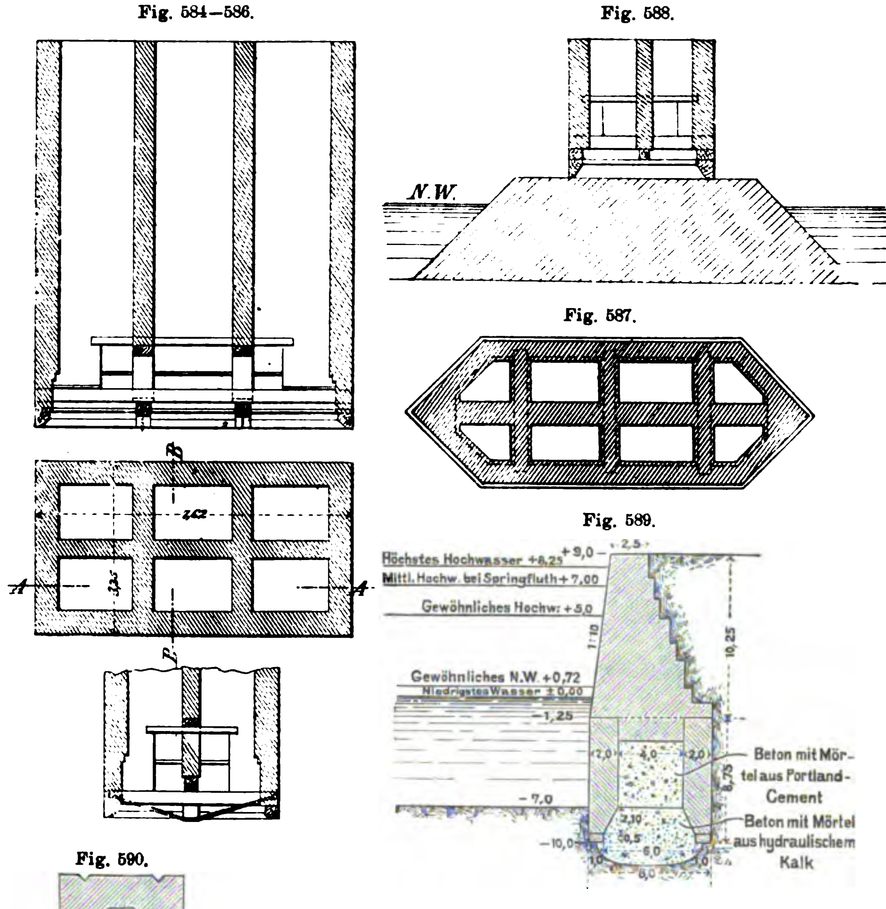


Fig. 584–586.

Fig. 588.

Fig. 587.

Fig. 589.

Fig. 590.

Blech Blech

Wandflächen reichte, unter Wasser betoniert, danach leer gepumpt und im Trockenen betoniert oder gemauert.

Zwischen 2 benachbarten Brunnen ließ man nur 0,4 m Zwischenraum, der später ausgefüllt wurde. Es geschah dies in der Weise, daß man den Schlitz an beiden Enden durch Blechstreifen abschloß, die man durch Wasserspülung versenkte (Fig. 590). Alsdann wurde der Boden aus dem Schlitz in derselben Weise wie aus den Brunnen entfernt und schließlich die Betonfüllung ausgeführt. Damit diese besser an den Brunnenwänden haftete, hatte man senkrechte Einkerbungen in denselben angebracht (s. Fig. 590). Die Senkung der Brunnen erfolgte in der später unter E. beschriebenen Reihenfolge. Die Erfahrung hat gezeigt, daß bei der

angewendeten Bodenförderung es vollständig genügte, zwischen 2 gleichzeitig zu senkenden Brunnen einen Zwischenraum zu lassen, der der Breite eines einzigen Brunnens entspricht. Es erfolgte dann keine Annäherung der Brunnen mehr. Mit der Ausfüllung der Brunnen wurde selbstredend nicht eher begonnen, bis die nächsten Nachbarbrunnen fertig gesenkt waren.

Zur Gründung von Schleusenwänden hat man im Hafen zu Bordeaux Brunnen verwendet, weil man wegen zu großer Nähe von Gebäuden Bedenken trug, eine offene Baugrube herzustellen. Die Brunnen Fig. 591 bis 593 haben unter den Seitenmauern durchschnittlich 6 m Breite und 16—35 m Länge, unter der Mittelmauer aber 9 m Breite bei 15 m Länge. Dieselben haben teilweise 1, teilweise 2 Schächte. In letzterem Falle reicht die Scheidewand zwischen den beiden Schächten nicht so weit hinab als die Umfassungswände, Fig. 593. Die Senkung geschah größtenteils durch Graben unter Wasserhaltung und nur zuletzt durch Baggern. Nach beendeter Senkung, die bis etwa 14 m unter Erdoberfläche erfolgte, wurden die Brunnen unten ausbetoniert und dann ausgemauert. In derselben Weise wurden auch die Zwischenräume zwischen denselben gefüllt. Dann wurde die Schleusensohle ausgegraben, unter Wasserhaltung betoniert und eingewölbt. Viele von den Brunnen sind verunglückt, gerissen, haben sich schief gestellt usw., was bei der im ganzen recht unzweckmäßigen Gestalt derselben, mit ganz geraden Grundflächen unten, nicht zu verwundern ist. Die ganze Ausführung zeichnet sich überhaupt mehr durch ihre Großartigkeit als durch verständnisvolle Anordnung aus.

Fig. 591, 592.

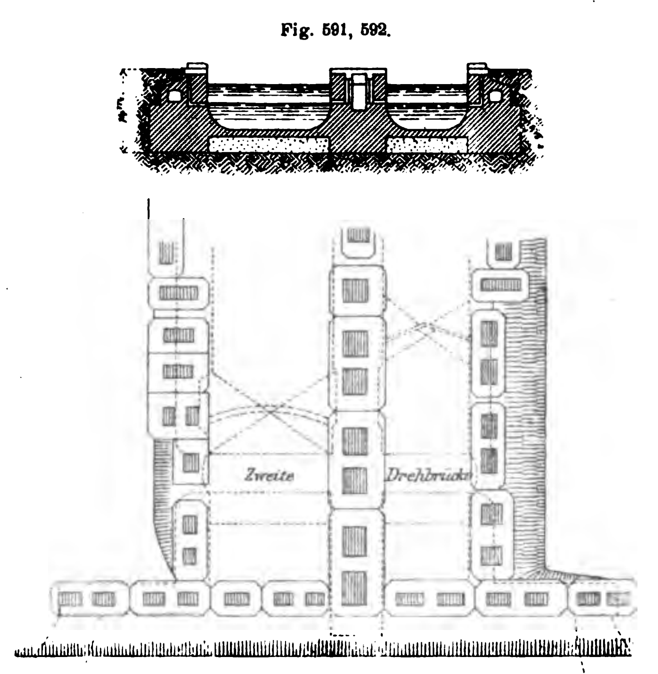
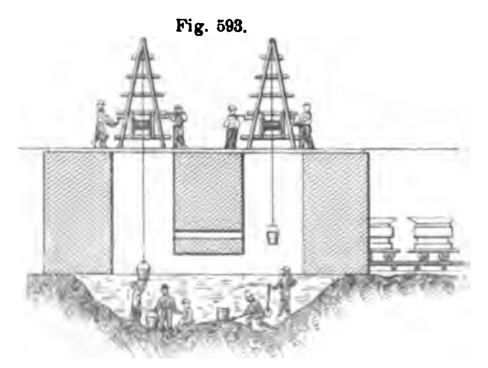


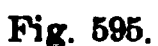
Fig. 593.



Eine noch ausgedehntere Verwendung von Brunnen hat man beim neuen Hafen von Rochefort gemacht. Dort stehen nicht nur die Kai- und

Schleusenmauern auf Brunnen, sondern sogar der Schleusenboden. Ursprünglich hatte man die Brunnen unter letzterem nicht anwenden wollen; als man aber die Brunnen für die Wände durch die starke Schlammschicht gesenkt hatte und dieselben durch Bögen mit einander verbinden wollte, stellte man zu diesem Zwecke die Baugrube nicht mit flachen Böschungen her, sondern steifte den Boden nach dem Lande zu durch hohe Spundwände, welche sich unten gegen die Brunnen stützten, ab. Der Erddruck brachte infolgedessen die Brunnen zum Kippen nach der Schleusenachse zu. Hierdurch ließ man sich bewegen, auch unter der Schleusensohle noch 2 Reihen großer Brunnen zu senken, die man unter sich und mit den Brunnen unter den Wänden durch Bögen verband, so daß man auf diese Weise die letzteren gegen den Erddruck aussteifte.[1])

Auch in Deutschland hat man für Brückenpfeiler einen einzigen großen Brunnen mit mehreren Scheidewänden angewendet. Diese Ausführung,


Fig. 595.

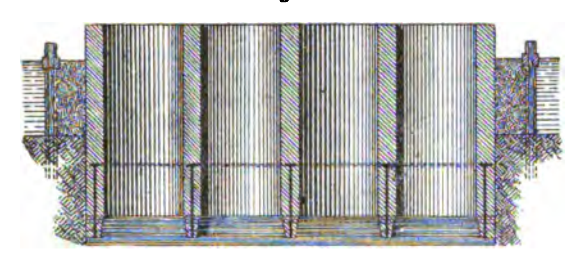


Fig. 596.

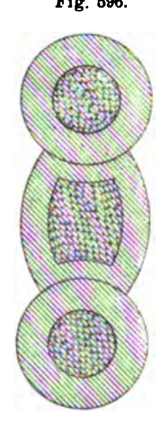
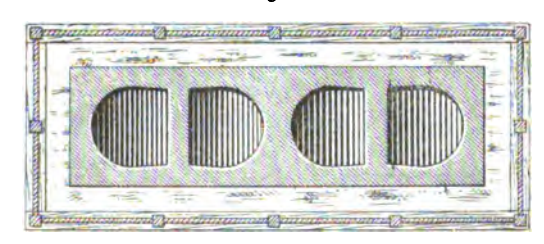


Fig. 594.



welche in Fig. 594 und 595 dargestellt ist, geschah bei der Oderbrücke in der Rechten-Oderufer-Bahn.

An anderen Orten suchte man wieder die großen Brunnen zu vermeiden und wollte dabei doch ein möglichst eng geschlossenes Fundament erhalten. Dieses Streben führte bei dem Bau der Brücke über die Yssel bei Westervoort zu dem merkwürdigen, in Fig. 596 dargestellten Grundrisse, der aber jedenfalls vor einem einheitlichen keine Vorzüge bietet.

In der Regel bildet man das Fundament aus mehreren kleineren Brunnen, Fig. 597—602, die einander nicht zu nahe gestellt werden, und die oben durch Überkragen, Fig. 601, oder durch zwischengeschlagene Bögen zu einem gemeinsamen Fundament vereinigt werden.

In Nachstehendem seien die Vor- und Nachteile einheitlicher und aus mehreren kleineren Brunnen zusammengesetzten Fundamente kurz hervorgehoben.

---

[1]) Es ist dies jedenfalls eine sehr kostspielige Lösung. Eine provisorische Aussteifung der Brunnenreihen unter den Seitenwänden gegen einander bis zur Herstellung der Sohle ohne Brunnenfundamente wäre billiger und, wie im Kap. II Abschn. II gezeigt, theoretisch vollkommen zulässig gewesen. (Ports maritime von F. Laroche 1898 Paris, librairie polytechnique, Baudry & Co.)

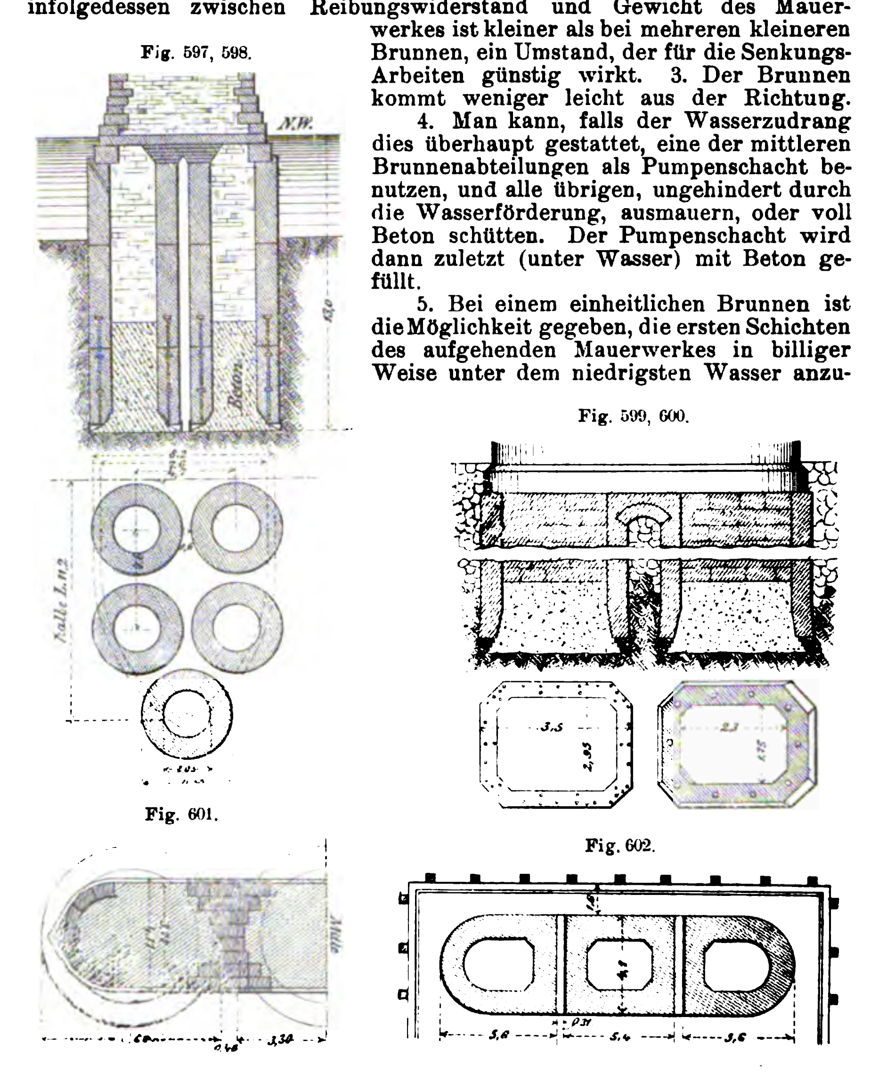
Vorzüge eines einheitlichen Fundamentes sind:

1. Gleichmäßigeres Setzen des fertigen Bauwerkes infolge des größeren Zusammenhanges der Fundament-Teile.

2. Das Verhältnis zwischen Fundament-Umfang und -Grundfläche und infolgedessen zwischen Reibungswiderstand und Gewicht des Mauerwerkes ist kleiner als bei mehreren kleineren Brunnen, ein Umstand, der für die Senkungs-Arbeiten günstig wirkt. 3. Der Brunnen kommt weniger leicht aus der Richtung.

4. Man kann, falls der Wasserzudrang dies überhaupt gestattet, eine der mittleren Brunnenabteilungen als Pumpenschacht benutzen, und alle übrigen, ungehindert durch die Wasserförderung, ausmauern, oder voll Beton schütten. Der Pumpenschacht wird dann zuletzt (unter Wasser) mit Beton gefüllt.

5. Bei einem einheitlichen Brunnen ist die Möglichkeit gegeben, die ersten Schichten des aufgehenden Mauerwerkes in billiger Weise unter dem niedrigsten Wasser anzu-



bringen, indem man entweder das äußere Verkleidungsmauerwerk (ohne Füllungsmauerwerk) schon vor beendeter Gründung ausführt und mit versenkt, oder auf dem breiteren Fundament aus schwachem Mauerwerk eine provisorische Umhüllung herstellt, in deren Schutze man **nach** beendeter Gründung das aufgehende Mauerwerk ausführt.

Diesen Vorzügen stehen folgende Nachteile gegenüber:

1. Die Arbeit des Senkens muß vorsichtiger ausgeführt werden, als bei mehreren runden Brunnen, weil die Gefahr, daß die Brunnen reißen,

größer ist. Diese Gefahr entsteht infolge der ungleichen Entfernungen der einzelnen Teile des Brunnenkranzes von den Punkten, in denen die Bagger arbeiten, sowie überhaupt dadurch, daß an mehreren Stellen gleichzeitig Boden entfernt wird.

2. Das Fundament enthält eine größere Masse Mauerwerk als nötig ist.

3. Bei großen Wassertiefen ist die Versenkung auf die Sohle schwieriger. Einige dieser Nachteile können allerdings gemildert werden:

Zu 1. Um die Entfernung aller Teile des Brunnenkranzes von den Stellen, an denen gebaggert wird nahezu gleich groß zu erhalten, gestaltet man die Grundrißform ähnlich wie bei den Brunnen der Kaimauer zu Glasgow, Fig. 583 und 603, aus mehreren sich teilweise schneidenden Kreisen, oder man macht die Schneide des Brunnenkranzes nicht gerade, sondern in der Weise, wie Fig. 604 zeigt. Wählt man die erstere Aushilfe, so muß man das Mauerwerk in den freiliegenden Scheiteln der Kreise möglichst schnell einziehen, um die Zwickel in der Nähe bei den Schnittstellen der Kreise, Fig. 603, bald verschwinden zu machen, weil der in demselben lagernde Boden den Brunnen an der freien Bewegung hindert und infolgedessen eine neue Veranlassung zum Reißen geben kann. Außerdem empfiehlt es sich bei sehr langen Brunnen, die Längswände durch eingemauerte wagrechte Zuganker, oder durch umgelegte eiserne Bänder widerstandsfähiger gegen Beanspruchung auf Zug zu machen.

Fig. 603.

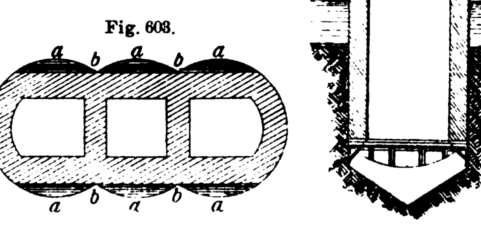
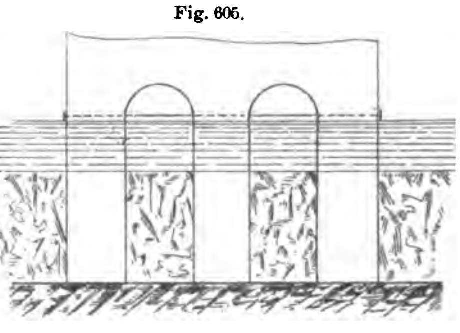


Fig. 604.

Zu 2. Die Mauermasse des Fundamentes kann man durch Aussparungen im Inneren desselben vermindern.

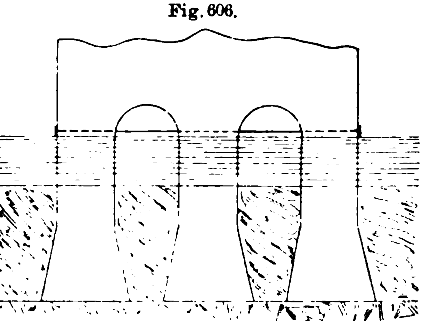
Fig. 605.



Als Vorzüge mehrerer runden zu einem Fundament vereinigten Brunnen ergeben sich folgende:

1. Ungefährliche Handhabung beim Senken, weil die Bodenentnahme unter allen Teilen des Randes gleichmäßig stattfindet.

Fig. 606.



2. Die Möglichkeit, bedeutend an Mauerwerk zu sparen, indem man dessen Stärke jederzeit genau entsprechend den zulässigen Beanspruchungen des Bodens und Mauermateriales einrichten kann. Erreicht man z. B. mit den Brunnen einen Baugrund, den man ebenso stark wie das Fundament-Mauerwerk selbst belasten kann, so wird man auch für einen großen Pfeiler nur kleine Brunnen in größeren Entfernungen von einander versenken, Fig. 605. Bei einem weniger festen Grunde dagegen wird man die Brunnenkränze entsprechend größer nehmen, das Mauerwerk aber schnell

einziehen, bis die Fläche desselben seiner zulässigen Belastung entspricht, Fig. 606, oder auch die Brunnen hohl mauern, Fig. 409 S. 206. In solcher Weise kann man auch eine große Widerstandsfähigkeit des Fundamentes bei geringer Masse und geringer Belastung des Baugrundes gegen schräg gerichtete Kräfte, wie Belastung durch Winddruck oder Gewölbeschub erzielen. (Fundament zur neuen Tay-Brücke im Abschn. „Eiserne Brunnen" weiter unten.)

Den genannten Vorteilen stehen als Nachteile gegenüber:

1. Durch ungleichmäßiges Setzen der einzelnen Brunnen können im aufgehenden Mauerwerk Risse entstehen.

2. Das Verhältnis zwischen Umfang und Grundfläche und damit auch zwischen Reibungswiderstand und Gewicht des Mauerwerkes ist größer als bei einheitlichen Fundamenten. Dadurch wird bei sehr kleinen Brunnen während des Versenkens eine künstliche Belastung erforderlich.

3. Um die Brunnen zum gemeinsamen Fundament zu vereinigen, müssen Bögen zwischen denselben gespannt werden, deren Herstellung über Wasser allerdings wenig Umstände macht, unter dem niedrigsten Wasserstand aber unverhältnismäßige Kosten und Zeitverluste verursacht[1]).

Die beregten Nachteile lassen sich in folgender Weise mildern:

Zu 1. Um ein ungleichmäßiges Setzen zu vermeiden, muß man die Größe der Grundflächen der einzelnen Brunnen möglichst genau nach der aufzunehmenden Belastung bestimmen. Übrigens ist zu bemerken, daß bei den vielen in solcher Weise ausgeführten Fundamenten von Brückenpfeilern wesentliche Nachteile in dieser Richtung soviel man weiß, nicht beobachtet sind.

Zu 2. Um die größeren Reibungswiderstände zu überwinden, treffe man alle die auf S. 302 u. d. f. mitgeteilten Anordnungen betreffs der Ausführung des Mauerwerkes. Hat man die Wahl zwischen einer größeren Zahl sehr kleiner oder einer geringeren Zahl größerer runder Brunnen, so sind die letzteren vorzuziehen.

Zu 3. Die Anlegung der Verbindungsbögen unter dem niedrigsten Wasser vermeide man, wenn nicht zwingende Gründe vorliegen. Dies wird aber selten der Fall sein, da man meistens nur des vermeintlichen besseren Aussehens wegen, und weil man die Kosten dieser Anordnung vorher zu niedrig veranschlagte, die tiefe Lage gewählt zu haben scheint.

Nach dem Vorhergehenden ist ein großer einheitlicher Brunnen auszuführen.

1. In weicheren, namentlich ungleichmäßig festen Erdarten und zwar mit Berücksichtigung der angegebenen Vorsichtsmaßregeln.

2. Wenn der Körper des aufgehenden Mauerwerkes aus irgend welchen Gründen bereits unter dem niedrigsten Wasserstande zu einem Ganzen vereinigt werden soll.

Dagegen empfehlen sich mehrere runde Brunnen in den übrigen, also bei weitem meisten Fällen, und zwar namentlich:

1. Da, wo ein fester Baugrund unter weichen Erdarten liegt, und das Bauwerk, welches die Brunnen tragen soll, umfangreich ist, ohne besonders schwer zu sein.

2. Bei großen Wassertiefen, wenn von Gerüsten aus gesenkt werden muß, weil die Anschüttung einer Insel zu kostspielig oder sonstwie unausführbar ist.

3. Für Bauwerke, welche auf das Fundament zeitweise oder dauernd einen schräg gerichteten Druck ausüben, z. B. für hohe Brückenpfeiler, denen man eine bedeutende Standsicherheit gegen Winddruck geben kann, wenn man die Brunnen weit auseinander rückt (vergl. das Beispiel der Tay-Brücke im Abschn. „Eiserne Brunnen" weiter unten).

Im allgemeinen vermeide man es, des mehrfach erwähnten ungleichmäßigen Senkens wegen, Brunnen recht- oder spitzwinklige Ecken zu

[1]) Vergl. hierzu: L. Brennecke: Über Senkkasten aus Mauerwerk in der Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1884, H. 4; sowie L. Brennecke: Beitrag zur Statistik der Fundierungkosten großer Brücken; ebenda 1882, H. 4.

geben. Erscheint es aus besonderen Gründen wünschenswert, geradlinige Brunnenkränze anzuwenden, so bricht man wenigstens die Ecken oder rundet dieselben ab. Bei Anwendung von Eisen für die Brunnenkränze bieten beide Ausführungsarten keine Schwierigkeiten. Bei hölzernen Brunnenkränzen dagegen ist es bequemer die Ecken zu brechen.

Eine Folge des ungleichmäßigen Senkens der Brunnenkränze mit scharfen Ecken ist außerdem die, daß unter den Seiten viel Boden von außen eindringt. Man wird also bei denselben stets mehr Boden zu fördern haben, als bei kreisförmigen von gleicher Größe der eingeschlossenen Brunnen-Grundfläche. Dieser Übelstand läßt sich dadurch mäßigen, daß man die Schneide des Brunnenkranzes in der Mitte der geraden Seiten weiter hinunterreichen läßt, als an den Ecken, Fig. 604; die theoretisch richtige Begrenzung der Schneide ist eine Hyperbel. Bei eisernen Brunnenkränzen läßt sich dies unschwer ausführen und für den Fall, daß die Brunnen an Ketten auf den Grund gesenkt werden sollen, bietet diese Form noch den Vorteil, daß man die als Träger beanspruchten, an den Ecken oder in der Mitte aufgehängten geraden Seiten des Brunnenkranzes als Träger von gleichem Widerstand ausführen kann.

Bei Brunnen, die durch unmittelbares Ausgraben gesenkt werden können, sind alle diese Vorsichtsmaßregeln unnötig. Man hat dann nur die Auskragung in solcher Weise auszuführen, daß den Arbeitern der Brunnenrand bequem zugänglich bleibt. Allerdings ist es auch zu diesem Zwecke wünschenswert, die Ecken auszurunden oder zu brechen.

Fig. 607.

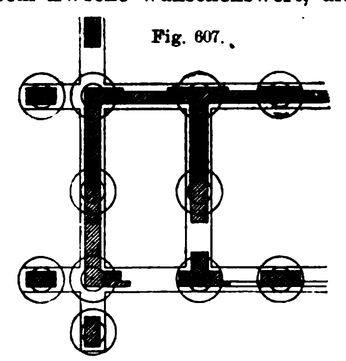
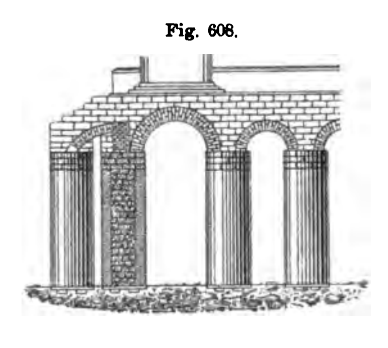


Fig. 608.



Die Fundamente von Hochbauten, Fig. 607, 608, liegen mit ihren Oberkanten meist hoch genug über dem Wasser- bezw. Grundwasser-Spiegel, um die Bögen zwischen den Brunnen im Trocknen herstellen zu können. Man ordnet die Brunnen zweckmäßig unter den Pfeilern an. An den Ecken senkt man Brunnen, um durch Strebebögen, welche sich auf diese in der Verlängerung der Mauerfluchten legen, den Horizontalschub der übermauerten Bögen aufzunehmen. Anstatt in der Flucht einer jeden der beiden, die Ecke bildenden Mauern einen Brunnen zu senken, und 2 Strebebögen anzubringen, kann man auch mit nur einem auskommen, den man in der Richtung der Resultante stellt.

Anstatt durch Brunnen und Bögen kann man auch durch Verankerung den Horizontalschub aufheben; indessen ist ersteres sicherer, weil das Mauerwerk unvergänglicher ist als das Eisen.

c. Ausführung des Mauerwerkes.

Da die Brunnen sich desto besser senken lassen, je schwerer sie sind, so mache man die Brunnenwände so stark, als es die bequeme Ausführung der Baggerarbeiten bezw. die Arbeiten des Ausgrabens gestatten.

Wie groß die Dicke der Mauern mindestens sein muß, um dem Erddrucke von Außen widerstehen zu können, wird weiterhin besprochen.

Um die Wände in größerer Stärke als in der Breite des Brunnenkranzes herzustellen, führt man Überkragung nach innen aus. Soll der Brunnen durch Baggern gesenkt werden, so achte man bei der Ausführung des Mauerwerkes darauf, daß die Auskragung womöglich so allmählich zunehme, daß stets der Brunnenkranz von dem oberen Rande der gegenüberliegenden Seite aus mit Werkzeugen (Teufelsklauen, Meißeln) zugänglich bleibt, Fig. 609. Werden die Brunnen durch Ausgraben unter Anwendung von Pumpen gesenkt, so kann die Auskragung stärker gemacht werden.

Haben die Brunnenschlinge rechteckigen Grundriß, so rundet man die Ecken im Inneren durch stärkeres Überkragen an diesen Stellen aus. —

Um das Senken zu erleichtern, sind die Außenflächen möglichst glatt zu machen. Man erreicht dies, indem man sie putzt und mit fettem Mörtel abreibt, oder indem man wenigstens die Fugen gut verstreicht und glättet. Zu demselben Zwecke zieht man die Wände auch ein, und zwar entweder so weit sie in den Grund versenkt werden, gleichmäßig, Fig. 610, oder auch nur im unteren Teile, Fig. 611. Die zweite Anordnung ist weniger zu empfehlen als die erste. Offenbar wird bei derselben der obere senkrechte gemauerte Teil der Wände im Boden einen größeren Reibungswiderstand erfahren, als der untere, eingezogene. Die Folge davon wird sein, daß in den Fugen, welche in der Grenzzone liegen, Zug-

Fig. 609. Fig. 610. Fig. 611.

spannungen auftreten, die bei einem weniger guten Mörtel und geringer Stärke des Mauerwerkes ein Abreißen des unteren Teiles herbeiführen können. Bei Brunnen für eine Kaimauer im Kohlenhafen zu Ruhrort hat sich neuerdings eine Senkung des Wasserspiegels im Brunnen zum Zwecke der Erleichterung des Senkens gut bewährt, weil dadurch das Gewicht des Brunnens infolge der Verminderung des Auftriebes vermehrt wird. Das Verfahren empfiehlt sich jedoch nur bei Boden, der nicht stark treibt.

Häufig verankert man auch das Mauerwerk mit dem Brunnenschlinge durch eiserne Anker, Fig. 597. Diese Vorsicht ist zwar meist entbehrlich, wenn die Wände gleichmäßig eingezogen, gut geglättet, gehörig stark und in gutem Mörtel ausgeführt sind. Anzuraten ist sie jedoch, wenn ein Brunnen durch wechselnde Schichten von Sand und Ton oder Lehm, welche beiden letzteren mit senkrechter Böschung stehen und daher weniger Reibung verursachen, gesenkt werden muß. Infolge ungleichmäßiger Reibungswiderstände trotz gleichmäßigen Anlaufes würde in solchem Falle ohne Anker leicht ein Reißen eintreten können.

Bei hölzernen Brunnenkränzen, deren Oberfläche ganz eben ist, kann man durch kurze Verankerungen ein Verschieben des Mauerwerkes verhindern. Bisweilen bringt man zu diesem Zwecke, sowie zur Verstärkung des unteren noch schwachen Mauerwerkes, in festem Verbande mit dem hölzernen Schlinge, einen trommelartigen Ansatz von 1,5—3^{m} Höhe aus 3—6^{cm} starken, durch aufgenagelte Eisenringe verbundenen Brettern an. Dieser Aufsatz wird zuweilen auch aus zwei hölzernen Schlingen hergestellt, zwischen welchen Mauerwerk liegt und die durch Anker in festen Zusammenhang gebracht sind (sogen. Brunnentrommel).

Wo Ziegelsteine wesentlich teurer als Bruchsteine sind, kann man auch die untere Auskragung ganz aus Ziegeln herstellen, braucht den

darüber liegenden Teil aber nur auswärts mit Ziegeln zu verblenden, und kann das innere Mauerwerk aus Bruchstein ausführen.

In der Regel stellt sich das Ringmauerwerk der Brunnen nicht wesentlich teurer als der Beton in der Sohle und das Füllungsmauerwerk, zu dessen Ausführung erst das Wasser ausgepumpt werden muß.

Als Mörtel empfiehlt sich für das Brunnenmauerwerk am meisten ein nicht zu langsam bindender Zementmörtel, bei dessen Anwendung man nicht gezwungen ist, auf das Erhärten lange Zeit zu warten, bevor man mit dem Senken beginnt. Verwendet man weniger festen und sehr langsam bindenden Mörtel, z. B. Traßmörtel, so müssen die Stoßfugen stets in senkrechter Richtung zur Spannung angeordnet werden, welche in dem Mauerwerk infolge des Erddruckes erzeugt wird, also bei runden Brunnen in der Richtung des Halbmessers. Bei gutem Zementmörtel, der in kurzer Zeit die Festigkeit der Ziegelsteine erreicht, ist dies weniger notwendig.

Ob man das Mantelmauerwerk gleich in voller Höhe fertig stellt, bevor man mit dem Senken beginnt, oder in mehreren Absätzen mauert, hängt, außer von der Tiefe, bis zu welcher gesenkt werden soll, auch von dem zu verwendenden Baggerapparate, sowie von der Art und Größe der provisorischen Belastung ab. Letztere, welche bei größeren Tiefen selten ganz entbehrt werden kann, läßt es wünschenswert erscheinen, das Mauerwerk gleich in möglichst großer Höhe auszuführen, um das häufige Auf- und Abbringen der Last zu vermeiden. Dazu belastet das hoch über Wasser aufgeführte Mauerwerk in günstigster Weise den Brunnen. Da außerdem häufige, kurze Unterbrechungen der Baggerarbeiten, die bei den meisten Bagger-Einrichtungen durch das Mauern bedingt werden, auf die Höhe der Versenkungskosten jedenfalls nachteiliger wirken, als wenige längere, so ist es richtiger, stets möglichst viel Mauerwerk auf einmal aufzuführen. Man muß dabei den Übelstand mit in den Kauf nehmen, daß der Boden höher zu heben ist, als es des Wasserstandes wegen nötig wäre.

Wenn ein Brunnen gleich von Anfang an in voller Höhe aufgemauert wird, ist es leicht, die Außenflächen mit Hilfe von außen angelegten Latten oder Schnüren als Zylinder-, Kegel- usw.-Mäntel regelmäßig zu gestalten. Wird hingegen das Mauerwerk in mehreren Teilen ausgeführt, so ist dies schwieriger, weil bei Beginn einer neuen Aufmauerung der Brunnen oben nicht immer wagrecht steht, und weil man von dem versenkten Teile nur den oberen Rand sieht. Um große Ungenauigkeiten zu vermeiden, kann man in die Außenfläche des Brunnenmauerwerkes 4 Latten bündig einmauern und mit leichten Eisen befestigen, welche, von Unterkante des Brunnenkranzes zählend, mit Meterteilung versehen und während der Aufmauerung an ihrem oberen Ende durch einen leichten Holzrahmen mit Verstrebung (Latten) in den richtigen Abständen von einander gehalten werden. Diese obere Verstrebung wird während der Senkungsarbeiten abgenommen und bei Beginn einer neuen Aufmauerung auf die verlängerten Latten wieder aufgebracht. Die Latten von 8—10 cm Stärke erfüllen so einen doppelten Zweck: 1. geben sie den Maurern die Richtung für die Außenfläche der neuen Aufmauerung an, und 2. erkennt man an ihrem Stande gegen den äußeren Wasserspiegel Stand und Tiefe des Brunnenkranzes

Nach beendeter Senkung bleibt noch der hohle Innenraum auszufüllen.

Fand die Senkung in Lehm- und Tonboden durch Ausgraben statt, indem man durch Pumpen das Wasser entfernte, so kann man auch das Innere von der Sohle auf durch Mauerwerk füllen. Betreffs der Wasserhaltung hat man dann dieselbe Vorsicht anzuwenden, wie S. 164 u. f. über das Trockenlegen von Baugruben mitgeteilt ist. Man muß, wenn ein Wasserzufluß durch die Sohle stattfindet, diesen durch kleine Sicker-Kanäle zum Pumpenrohre leiten, damit das Wasser nicht den Mörtel aus dem übrigen Mauerwerk ausspült. Bei dichtem Untergrunde erreicht man indessen in der Regel durch schnelles Aufführen einiger Schichten von Mauerwerk mit möglichst trockenem (erdfeuchtem) Mörtel, oder Einstampfen einer Betonschicht von 0,5—1 m Stärke einen so dichten Abschluß, daß ein Pumpen

überhaupt überflüssig wird. Dasselbe beeinträchtigt namentlich in engen Brunnen stets die Ausführung des Füllungsmauerwerkes, so daß man selbst bei Brunnen, die unter Wasserhaltung durch Ausgraben sich senken ließen, wenn der Wasserzudrang nicht so unbedeutend ist, daß er sich, wie eben angegeben, stillen läßt, meistens besser tut, den Brunnen nach beendeter Senkung voll Wasser laufen zu lassen und durch Beton-Versenkung zunächst einen dichten Sohlenabschluß herzustellen. Dies Verfahren, welches bei ausgebaggerten Brunnen stets angewendet wird, ist für Brunnen, die durch Ausgraben gesenkt wurden, unbedingt vorzuziehen, wenn der Boden sandhaltig und durch das Pumpen gelockert ist, damit sich der Baugrund wieder fest ablagern könne. Bei einigermaßen sorgfältiger Ausführung des Betons und Mantelmauerwerkes wird alsdann nach erfolgter Trockenlegung ein Wasserhalten während der Ausmauerung gar nicht notwendig sein.

Wie man kleinere Quellen im Betonbett dichtet, ist S. 172 ff. mitgeteilt. Auf S. 217 ff. ist auch die Berechnung der Stärke der Betonsohle bei rundem oder rechteckigem Grundrisse gegen den Auftrieb des Wassers erörtert. In der Regel wird man indessen bei Brunnenfundamenten die

Fig. 612.



Betonsohle so stark machen, daß sie allein durch ihr Gewicht dem Auftriebe das Gleichgewicht hält. Bei sehr durchlässigem Boden muß dieselbe dann, wenn der Beton aus Feldsteinschotter besteht, gleich 0,5 der Wassertiefe bis Brunnensohle sein, bei Anwendung von Ziegelsteinschotter gleich 0,63. Führt man die Betonsohlen in dieser Stärke aus, so können die Brunnen, wenn Zementmörtel verwandt wurde, bereits nach 4—5 Tagen leer gepumpt werden. Traßmörtel dagegen verlangt selbst in milder Jahreszeit eine Erhärtungsdauer von etwa 2 Wochen. Macht man die Betonsohle schwächer, so muß man entsprechend länger warten.

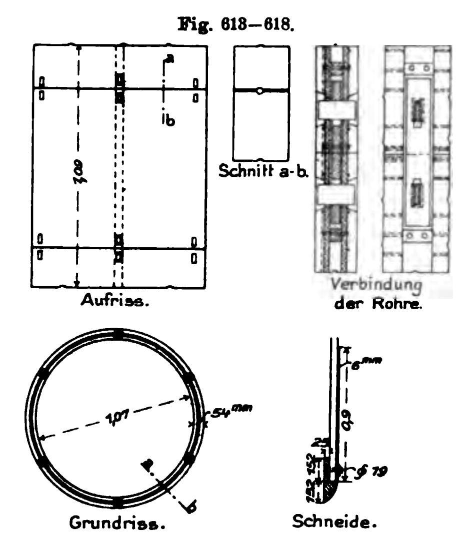
Anstatt die Brunnen mit Beton und Mauerwerk zu füllen, kann dies auch mit Trockenmauerwerk oder scharfem Sande geschehen. Bei einer solchen Füllung wird allerdings ein Setzen zu erwarten sein; doch kann dies auch bei Füllung mit Mörtel-Mauerwerk eintreten, wenn man dasselbe nicht mit dem Mantel in Verband bringt. Bei manchen Bauausführungen kommt es indessen auf ein geringes gleichmäßiges Setzen weniger an, (z. B. bei Kaimauern) und kann man alsdann bedeutend sparen. Noch empfehlenswerter ist es, zu unterst den Brunnen durch eine Betonschüttung zu schließen und über derselben bis zum niedrigsten Wasser eine Sandschüttung folgen zu lassen.

Die vorstehend aufgeführten Beispiele von Brunnen aus **Mauerwerk**

und Beton zeigen schon vielfach die Anwendung von eisernen Ankern zur Sicherung der Brunnen gegen Abreißen während der Versenkung in den Boden. Bei der großen Entwicklung, die der Eisenbetonbau erfahren hat, lag es daher nahe, daß dieser auch bei der Ausführung von Brunnen zur Anwendung gebracht wurde.

In Hamburg ist eine ganze Reihe von Gebäuden auf eine große Anzahl solcher Brunnen gegründet, bei denen die Eiseneinlagen nach der Monier-Bauweise ausgeführt wurden. Fig. 612 zeigt eine solche Baustelle mit Brunnen in allen Entwicklungs-Zuständen an den Stellen, wo sie versenkt werden sollen. Man hat denselben einen eisernen Brunnenring gegeben, an dem zunächst die senkrechten Drähte des Monier-Geflechtes befestigt wurden, während die wagrechten nachträglich eingeflochten wurden. War das Geflecht fertig, so wurde die äußere Schalung herumgelegt, während die innere gleich zu Anfang gestellt wurde. Die Einfüllung des ziemlich flüssigen Betons und das Feststampfen mit flachen Stampfern geschah dann von oben. Durchmesser der Brunnen 1 bis 3 m, Wandstärke 7 bis 10 cm. Entfernung der Drähte bis 10 cm. Kiesbeton im Verhältnis 1 : 3 oder 1 : 4. Versenkungstiefe bis 10 m. Versenkung durch Ausgraben und Baggern.

Fig. 613—618.



Ausfüllung in der Sohle Beton 1 : 4 von 1,50 m Stärke, darauf wurde ausgepumpt und im Trocknen weiterbetoniert mit Mischung 1 : 8. Die Ausführung erfolgte durch die frühere Firma Hermann Deimling-Hamburg, jetzt Betonbau-Abt. der Aktien - Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten zu Frankfurt a. M.

Es wurden in Hamburg von derselben Firma auch viereckige Brunnen versenkt. Während bei den runden Brunnen die Eiseneinlage in gleichmäßigem Abstande von der Innen- und Außenwandfläche liegen kann, muß dieselbe bei geraden Seitenwänden — namentlich die wagrecht laufenden Stäbe — nahe der Innenkante verlaufen und nur an den Ecken nach außen gezogen werden, da diese Lage den auftretenden Zugspannungen infolge des Erddruckes entspricht.

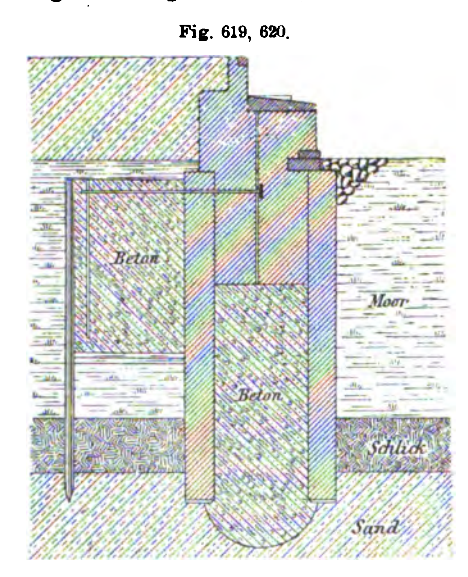
Eine etwas andere Herstellungsweise zeigen die Fig. 613—618, welche bei einer Brücke über den Cockle-Creek in Australien angewendet wurde. Der Mantel der Gründungsbrunnen bestand ebenfalls aus Monierrohren (32 mm Maschenweite, 1,6 mm Drahtstärke) und außerdem aus 2 Eisendrahtspiralen von 4,2 mm Stärke, die den Zylinder in einer Schraubenwindung von 25 mm Ganghöhe umschrieben. Außerdem wurden auf dem Umfang 6 Flacheisen von 44 × 6 mm in der Achsenrichtung zwischen den Spiralen eingelegt. Die Längseisen dienten zur Erlangung einer Verbindung der einzelnen Zylinderstücke. Der Anschluß wurde durch Laschen und Keile hergestellt. Die Fugen wurden durch Mennige (!) verkittet. Am Grunde des Brunnens endigte das Rohr in eine Schneide aus Gußeisen. Ferner sah man bis zu einer gewissen Höhe des Zylinders eine innere Verkleidung aus Stahlblech vor, um den Eisenbeton gegen die Stöße der Werkzeuge zu schützen, ein Schutz, der sich als überflüssig erwies.

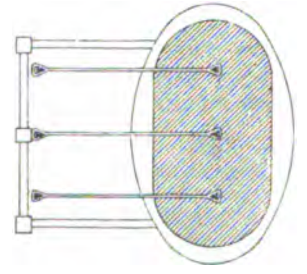
Die Brunnen wurden bis 11 m unter Wasser durch Kies, Sand und Ton abgesenkt und dann mit Beton gefüllt. (Zement u. Beton. Mai 1904.)

Einen Landungssteg für den Fischereihafen in Ymuiden hat man ebenfalls mit Hilfe von Brunnen aus Eisenbeton gegründet (Beton und Eisen, 2. Heft 1904 S. 58). Bemerkenswert ist an diesen nur die auffallend verdickte Schneide, die die untere Öffnung von 2,5 m auf nur 0,95 m verengt. Infolge derselben muß das Versenken und namentlich die Beseitigung von Hindernissen sehr erschwert sein.

Im allgemeinen ist die Ausführung von so dünnen Wänden für Fundamentbrunnen, die später doch mit Beton gefüllt werden sollen unzweckmäßig, weil man sie stark belasten muß, um sie zu senken. Desgleichen sind bei runden Brunnen auch die wagrechten oder spiralförmigen Eiseneinlagen in so großer Zahl entbehrlich. Man macht solche Brunnen besser von großer Wandstärke. Es kann dann ein magererer Beton verwendet und die wagrechten Einlagen können gespart werden. Die Festigkeit wird trotzdem ausreichend groß, weil man besser stampfen kann, die Versenkung aber wird schneller ausführbar und billiger.

Fig. 619, 620.





Dagegen sind die wagrechten Eiseneinlagen für Brunnen mit geraden Wänden sehr nützlich. Für derartige Brunnen hat der Eisenbeton sicher noch eine bedeutende Zukunft. Aber auch hier soll man starke Wände anwenden, die das Absenken erleichtern. Mit Hilfe der Eiseneinlagen wird man überhaupt im Stande sein, jeder beliebigen Form von Brunnen genügende Festigkeit zu geben. Man kann also die Fundamentbrunnen ganz der Form des darauf zu erbauenden Bauwerkes anschließen, was unter Umständen von großem Nutzen sein wird.

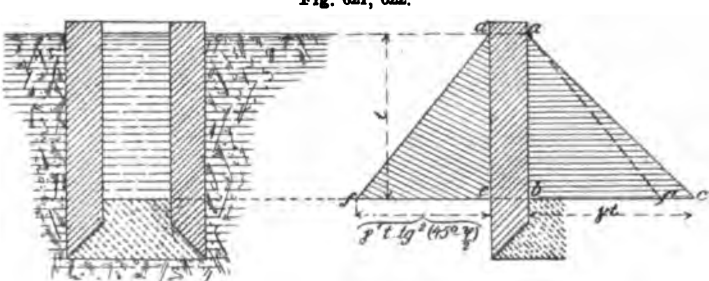
Es sei hier noch eine sehr zweckmäßige Verankerung eines Brunnen-Fundamentes für einen Brückenkopf erwähnt, der in einem tiefen Moorboden steht und nur mit seinem Fuße in den festen Boden hinein reicht. Sie dient gegen den Schub des angrenzenden Erdkörpers und besteht darin, daß hinter dem eigentlichen Pfeiler, Fig. 619, 620, durch diesen und eine Spundwand begrenzt, ein schwerer Betonkörper hergestellt und mit dem Pfeiler verankert ist. Dieser Körper bleibt seiner ganzen Höhe nach im Moorboden, da er nicht eigentlich tragen, sondern samt dem über ihm lagernden Boden ein Moment erzeugen soll, welches dem nach entgegengesetzter Richtung drehenden des Erddruckes das Gleichgewicht hält. Auf diese Weise wird die Vorderkante des Brunnen-Fundamentes weniger stark belastet.

d. Statische Berechnung der Brunnenwände.

Dieselbe kann sich nur auf die Beanspruchung durch die regelmäßig auftretenden Kräfte, den Erd- und Wasserdruck erstrecken. Die zufälligen Beanspruchungen, welche z. B. entstehen, wenn ein Brunnen auf einen Baumstamm oder Stein trifft, entziehen sich der Betrachtung und müssen durch den Sicherheitskoeffizienten, den man bei der Berechnung annimmt, mit gedeckt werden. Übrigens sind diese Beanspruchungen, wenn die Brunnen bereits tief im Boden stecken, nicht besonders groß, weil dann die Reibung in dem umgebenden Erdreiche fast die ganze Last des Brunnens trägt. Für die Berechnung seien zwei Arten von Boden: wasserundurchlässiger und durchlässiger unterschieden. Unter wasserundurchlässigem Boden ist ein solcher verstanden, der aus so feinen Teilchen besteht (Ton, Lehm, lehmiger Sand, Schlamm, Moor), daß das in demselben enthaltene Wasser derartig mit dem Boden vereinigt ist, daß es durch den Boden hindurch nicht, wie im leeren Inneren des Brunnens, den vollen Horizontalschub äußert, der seiner Druckhöhe entspricht, sondern, nur das Gewicht des Bodens vermehrend, mit diesem zusammen unter dessen natürlichem Böschungswinkel gegen die Außenwand drückt. Es ist dies diejenige Annahme, welche für den Erddruck in der Regel allgemein gemacht wird, die aber für wasserdurchlässigen Boden nach Versuchen des Verfassers unzutreffend ist.

Wird zunächst angenommen, der Brunnen stehe außen so tief in undurchlässigem Boden, Fig. 621, als im Inneren der Wasserspiegel liegt —

Fig. 621, 622.



indem vor Beginn der Versenkung die Baugrube bis auf das Grundwasser ausgehoben wurde — so ist der Wasserdruck auf der Innenseite für die Längeneinheit des Umfanges und die Tiefe t graphisch durch das Dreieck abc $= \gamma \frac{t^2}{2}$ in Fig. 622 dargestellt, dessen Fläche die wirkliche Größe des Wasserdruckes liefert. Da γ für 1 cbm Wasser $= 1$, so liefert die Fläche des Dreieckes unmittelbar die Größe des Wasserdruckes für 1 m Länge der Wandfläche, wenn man 1 t als Gewichtseinheit festhält.

Der Horizontalschub des Erdbodens gegen die Außenfläche beträgt für 1 m Umfangslänge:

$\frac{t^2}{2} \gamma' \, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$, wenn γ' das Gewicht von 1 cbm Boden und φ den natürlichen Böschungswinkel dieses Bodens bedeutet. Derselbe wird graphisch durch das Dreieck def dargestellt, dessen Höhe $= t$ ist und dessen Grundlinie, um unmittelbar die Fläche als Bild der wirklichen Größe des Druckes zu erhalten $= t \frac{\gamma'}{\gamma} \, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ zu machen ist. So ist der Erddruck gleichsam auf Wasserdruck zurückgeführt. Für $\frac{\gamma'}{\gamma}$ kann man, wenn auch γ' in t genommen wird, einfach γ' schreiben, da $\gamma = 1$ ist.

Bei geraden Seitenwänden des Brunnens, Fig. 623, entfällt auf 1 m dem Wasserdruck ausgesetzter innerer Wandfläche auch 1 m äußere dem Erddruck ausgesetzte Fläche. Es wird also 1 m der Länge l beansprucht werden mit:

$$\text{I.} \quad D = {}^1\!/_2\, t^2 \left[\gamma' \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) - \gamma\right],$$

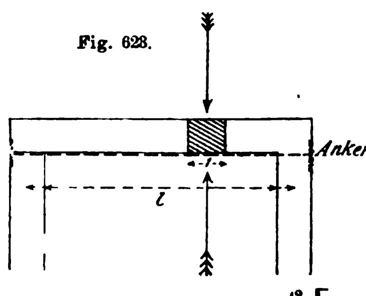


Fig. 623.

wenn man die Richtung von außen nach innen als positive bezeichnet. Der Druck D ist also graphisch durch den Unterschied $af'c$ in Fig. 622 der beiden Druck-Dreiecke unmittelbar gegeben, den man am einfachsten darstellt, indem man dieselben übereinandergelegt denkt. Diesem Drucke D muß durch die Festigkeit der Brunnenwände widerstanden werden. Nimmt man das Gewicht von 1 cbm des mit Wasser gesättigten Bodens (γ') zu 2 t an, so ist:

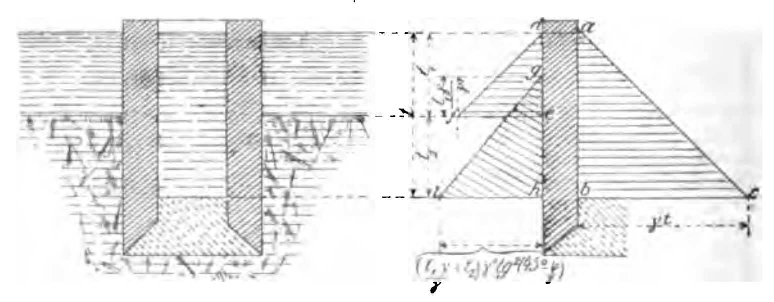
$$D = \frac{t^2}{2} \left[2\, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) - 1\right]$$

in t für 1 m Länge der Brunnenwand bis zur Tiefe t.

Für $D = o$ erhält man φ = rd. $19^1/_2°$; d. h., wenn der natürliche Böschungswinkel des Erdreiches von 2 t Gewicht für 1 cbm $19^1/_2°$ beträgt, heben sich innerer und äußerer Druck bei ebenen Wandflächen auf und es findet überhaupt keine Beanspruchung auf Biegung der ebenen Wand statt.

Für $\varphi \gtrless 19^1/_2°$ überwiegt der $\left\{\begin{matrix}\text{innere}\\ \text{äußere}\end{matrix}\right\}$ Druck. Für schlammige Erdarten nimmt man allerdings den Winkel φ in der Regel $< 19^1/_2°$ an, nämlich etwa 17°, sodaß für diese ein geringer äußerer Überdruck stattfinden wird, immer vorausgesetzt, daß $\gamma' = 2$ t ist; bei den meisten schlammigen Erdarten ist dies indessen nicht der Fall. Sinkt aber das Gewicht auch nur auf 1,965 t, so wird D auch für $\varphi = 17°$ noch zu Null. Da anderseits nach den Beobachtungen der Reibungswiderstände bei Brunnen- und Luftdruck-Gründungen es höchst wahrscheinlich ist, daß der natürliche

Fig. 624, 625.



Böschungswinkel mit der Tiefe infolge des starkeu Druckes wächst, so darf man annehmen, daß in wasserundurchlässigem Boden gerade Brunnenwände einen außeren Überdruck so lange nicht erfahren, als der Wasserspiegel im Inneren mit der Bodenoberfläche außen in gleicher Höhe liegt.

Ist der Brunnen außen im oberen Teile von Wasser umgeben, Fig. 624, dessen Spiegel mit dem inneren Wasserspiegel einerlei Höhe besitzt, so

ergibt sich der äußere Druck in den bisher in Rede befindlichen Erdarten noch geringer. Vom Wasserspiegel bis zur Oberfläche des Bodens hat man alsdann innen und außen Wasserdrücke von gleicher Stärke, die sich gegenseitig aufheben, und im Boden selber drückt gegen die Außenfläche unter dem natürlichen Böschungswinkel φ eine Bodenschicht, die noch eine Wasserbelastung von der Höhe t' über sich hat. Denkt man sich die Wasserbelastung durch eine Erdbelastung ersetzt, so ist für das Druck-Dreieck der letzteren die Höhe statt t_1 nur $= t_1 \frac{\gamma}{\gamma'}$ anzunehmen, Fig. 625.

Die Höhe des ganzen Erddruck-Dreieckes wird dann $= \left(t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} + t_2\right)$ und die Grundlinie desselben entsprechend dem Früheren;

$$= \frac{\gamma'}{\gamma} \left(t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} + t_2\right) tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Die Gesamt-Beanspruchung für 1 m einer geraden Wand ist in diesem Falle:

$$\text{II.} \quad D = {}^1/_2 \left[\left(t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} + t_2\right)^2 \gamma' \, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - t^2 \gamma\right].$$

Es wird also ein äußerer Überdruck auch hier nicht vorkommen. Der bei größeren Werten von φ etwa auftretende innere Überdruck ist ungefährlich, weil er durch den passiven Erddruck aufgenommen wird.

In der Regel berechnet man die Brunnenwände für den Fall, daß der Brunnen wasserleer ist. Dann fällt das letzte Glied der Gleichung I und II, welches die Dreiecke abc in den Fig. 622 und 625 darstellen, fort, und es wird, wenn der Brunnen ganz im Erdboden steht, Fig. 622:

$$\text{I}^b. \quad D = \frac{t^2}{2} \gamma' \, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

und wenn derselbe im Wasser von der Tiefe t_1 steht, Fig. 625:

$$\text{II}^b. \quad D = \left(\frac{t_1 \gamma}{\gamma'} + t_2\right)^2 \frac{\gamma'}{2} \, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

In allen Fällen, wo die Gleichung II^b einen kleineren Wert als den des Wasserdruckes $D = \frac{t^2}{2} \gamma$ ergiebt, ist es richtiger, diesen letzteren als äußeren Druck anzunehmen, weil das über dem Erdboden außerhalb des Brunnens stehende Wasser sich leicht einen unmittelbaren Zugang zur äußeren Wand auch unterhalb der Erdoberfläche verschafft, wonach in Wirklichheit außen der volle Wasserdruck in Wirksamkeit treten würde. Lange gerade Wände von Senkbrunnen wird man dann als Balken zu berechnen haben, die an beiden Enden durch die Querwände unterstützt sind, Fig. 623. Bei dieser Berechnungsart ist die Zugfestigkeit des Mörtels maßgebend, und da dieselbe nur gering angenommen werden darf, wird man sehr starke Wände ausführen müssen. Durch eiserne scharf anzuziehende Anker an der gezogenen inneren Seite der Wände, Fig. 623, kann man der Zugfestigkeit des Mörtels zu Hilfe kommen.

Bei Brunnen für Gründungszwecke ist große Wandstärke in der Regel kein Hindernis, sondern im Gegenteil, des großen Gewichtes wegen, erwünscht. Aus diesem Grunde macht man meistens die Wände von oben bis unten von gleicher Stärke. Die Stärke der Wand δ (in m verstanden) in der Tiefe t berechnet sich dann gemäß der Gleichung I^b bei einer Stellung des Brunnens, wie sie Fig. 621 zeigt, zu:

$$\text{III.} \quad \delta = \frac{l \, tang \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{2} \sqrt{\frac{3 \gamma' t}{k}}$$

und gemäß der Formel II^b, d. h. in dem Falle, wo außerhalb des Brunnens Wasser über dem Grunde steht, während der Brunnenraum wasserfrei ist (Stellung Fig. 624) zu:

$$\text{IV}^a. \quad \delta = \frac{l \, tang\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{2} \sqrt{\frac{3\gamma'\left(\frac{t_1 \gamma}{\gamma'} + t_2\right)}{k}}.$$ Dieser Wert darf aber nicht kleiner werden als: $\text{IV}^b. \quad \delta = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{3\gamma t}{k}}$; l ist die nicht unterstützte Länge der geraden Wand Fig. 623. Die Bedeutung der übrigen Buchstaben ist dieselbe, wie vorher ($t = t_1 + t_2$, vergl. Fig. 625). Nimmt man die Maße t_1 und t_2 in m, so ist selbstverständlich auch die zulässige Beanspruchung k für 1 qm zu nehmen, unter γ und γ' das Gewicht von 1 cbm Wasser bezw. Boden zu verstehen.

Will man aus irgend welchen Gründen die Mauern oben schwächer machen, so kann man mit Hilfe der Gleichungen III. und IV. für verschiedene Tiefen t die betr. Wandstärken δ berechnen.

In der Regel sucht man Biegungs-Spannungen bei Mauerwerk zu vermeiden. Man ordnet zu dem Zweck bei langen geraden Außenwänden häufigere Quer-Aussteifungen an und rundet die Ecken aus, Fig. 626, so daß man dann die Brunnen als aus mehreren Röhren zusammengesetzt betrachten und auch als solche berechnen kann. Bei einer gemauerten Röhre von großer Wandstärke, die von außen Erddruck erhält, wird, auch wenn sie mit Wasser gefüllt ist, stets ein äußerer Überdruck vorhanden sein, weil bei dieser 1 m des äußeren Umfanges nur $\frac{1 r}{R}$ (m) des inneren Umfanges entspricht, Fig. 627. Will man die Beanspruchung des Mauerwerkes auch für diesen Belastungs-Zustand ermitteln, so dienen hierzu die Gleichungen:

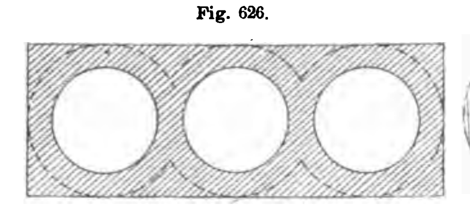


Fig. 626.

Fig. 627.

$$\text{V}^a. \quad s_1 = p_1 \frac{(R^2 + r^2) - 2 p_2 R^2}{R^2 - r^2} \text{ und}$$

$$\text{V}^b. \quad s_2 = \frac{2 p_1 r^2 - p_2 (R^2 + r^2)}{R^2 - r^2},$$

in denen s_1 die Beanspruchung des Mauerwerkes an der inneren und s_2 diejenige an der äußeren Mauerfläche und ebenso p_1 den Druck für die Flächeneinheit der Innenfläche, p_2 den der äußeren Mauerfläche bedeuten. R ist der äußere, r der innere Halbmesser.

$$\text{VI.} \quad p_1 = \text{dem Wasserdruck } t\gamma,$$

$$\text{VII.} \quad p_2 = t\gamma' \, tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),$$

wenn der Brunnen ganz im Boden steht wie in Fig. 621 bezw.:

$$\text{VIII.} \quad p_2 = \left(\frac{t_1 \gamma}{\gamma'} + t_2\right)\gamma' \, tang^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right),$$

wenn außerhalb des Brunnens über dem Grunde noch eine Wasserschicht von der Tiefe t_1 steht, Fig. 624. p_2 darf wieder nicht kleiner genommen werden als $t\gamma$.

Die Beanspruchungen werden stets nur unbedeutend ausfallen und es wird in der Regel überflüssig sein, eine Berechnung anzustellen.

Werden die Brunnen ausgeschöpft, so fallen die Druckfiguren *a b c*, Fig. 622 und 625 fort und die Wände erhalten nur einseitigen Druck, dessen Größe D für 1 m des Umfanges wieder durch die Gleichungen I b. und II b. ausgedrückt ist. Da ein Flachdrücken der Brunnen nicht zu befürchten steht kann man ihre Wandstärke nach der Lamé'schen Formel für Röhren mit äußerem Druck berechnen:

$$\delta = r\left[-1+\sqrt{\frac{k}{k-2p}}\right],$$

worin p der Druck auf die Flächeneinheit ist. Führt man für p die vorhin für p_2 angegebenen Werte ein, so erhält man als notwendige Wandstärke für gemauerte Senkbrunnen in undurchlässigem Boden, die, Fig. 621, außen ganz von Boden umgeben sind:

$$\text{IX.}\quad \delta = r\left[-1+\sqrt{\frac{k}{k-2\,t\,\gamma'\,tang^2\left(45^0-\frac{\varphi}{2}\right)}}\right]$$

und für solche, bei denen nach Fig. 624 außen über dem Boden eine Wasserschicht der Höhe t_1 steht:

$$\text{X.}\quad \begin{cases} \delta = r\left[-1+\sqrt{\dfrac{k}{k-2\left(\dfrac{t_1\,\gamma}{\gamma'}+t_2\right)tang^2\left(45^0-\dfrac{\varphi}{2}\right)}}\right] \\ \text{mindestens aber: } \delta = r\left[-1+\sqrt{\dfrac{k}{k-2\,t\,\gamma}}\right] \end{cases}$$

r ist der innere Halbmesser der Brunnen, k die zulässige Beanspruchung von Mauerwerk auf rückwirkende Festigkeit für 1 m berechnet, γ das Gewicht von 1 cbm Wasser, γ' das Gewicht von 1 cbm mit Wasser gesättigten Bodens.

Die Formeln III. und IX. gelten auch für die Wandstärke von Brunnen, welche in wasserfreiem Boden jeder Art versenkt werden sollen, wenn für γ' der entsprechend geringere und für φ der entsprechend größere Wert eingesetzt wird. (Vergl. S. 123, 124.)

Bei wasserdurchlässigem Boden (Schotter, Kies, reinem Sand) muß man die Annahme machen, daß der Wasserdruck durch den Boden hindurch voll zur Geltung kommt, und daß ihm noch der Erddruck hinzutritt. Letzterer wirkt wieder unter seinem natürlichen Böschungswinkel φ (dessen Größe wahrscheinlich mit der Tiefe wächst) und der für mittelscharfen Sand oder Kies mit 24° angenommen werden kann (S. 123, 124); das Gewicht γ' des Bodens ist aber, um das Gewicht des durch den Boden verdrängten Wassers zu vermindern. Es enthält nun 1 cbm Boden, nahezu unabhängig von der Feinheit der Körner, rund 0,6 cbm feste Masse und 0,4 cbm Hohlräume; mithin verdrängt die feste Masse 0,6 cbm Wasser und verliert dabei 600 kg an Gewicht. Nehmen wir als spezifisches Gewicht der festen Masse dasjenige der schwersten Steinarten (Granit und Basalt) 2,6 bis 2,8, also im Mittel 2,7, so wiegt die feste Masse über Wasser $0{,}6 \cdot 2700 = 1620$ kg und in Wasser eingetaucht $1620 - 0{,}6 \cdot 1000 =$ rd. 1000 kg. Es ist also das Einheits-Gewicht, welches jetzt mit γ_1 bezeichnet werden mag $= 1000$ kg oder ebensogroß wie γ zu nehmen[1]).

[1]) Bei Boden, der aus Sand und Kies gemischt ist, wird allerdings γ' bis gegen 1200 kg steigen können, wenn das spezifische Gewicht des Materiales wirklich 2,7 beträgt.

Für einen Brunnen, der eine Stellung wie in Fig. 621 einnimmt und außen ganz von wasserdurchtränktem, durchlässigem Boden umgeben, und dessen Hohlraum gleich hoch mit Wasser gefüllt ist, erhalten wir dann die in Fig. 628 dargestellten Druckfiguren. Bei geraden Wänden heben sich der innere und äußere Wasserdruck auf und es bleibt stets ein Druck-Überschuß von außen nach innen übrig, dessen Größe:

$$\text{XI.} \quad D = \frac{\gamma_1 t^2}{2} \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

ist. Dieser Ausdruck entspricht der Gleichung I. für undurchlässigen Boden.

Steht über dem durchlässigen Boden, wie in Fig. 624, noch Wasser, so erhält man die Druckfigur, Fig. 629, und der Wert von D für gerade Wände umfaßt statt der Gesamttiefe t nur die Tiefe t_2 von der Bodenoberfläche ab. Es wird also entsprechend der früheren Gleichung II.:

$$\text{XII.} \quad D = \frac{\gamma_1 t_2^2}{2} \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Wird der Brunnen wasserfrei gehalten z. B. während des Ausmauerns nach erfolgter Betonierung, so fallen die Druckdreiecke $a\,b\,c$ in

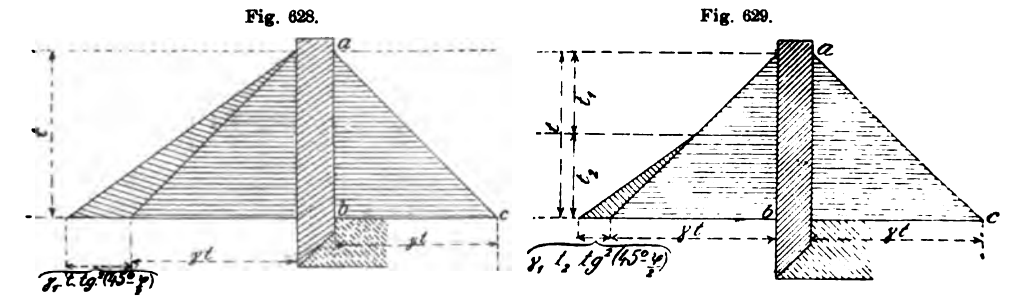


Fig. 628 und 629 weg und der äußere Druck für 1 m Wandlänge ist (entsprechend der Gleichung Ib.) bei einer Stellung des Brunnens ganz im Boden, Fig. 621.

$$\text{XIb.} \quad \begin{cases} D = \gamma \frac{t^2}{2} + \frac{\gamma_1 t^2}{2} \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ oder da } \gamma_1 \text{ ungefär} = \gamma \text{ ist:} \\ D = \frac{\gamma t^2}{2} \left[1 + tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right] = \frac{\gamma t^2}{2 \cos^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)} \end{cases}$$

desgl. (entsprechend Gleichung IIb.) bei einer Stellung nach Fig. 624.

$$\text{XIIb.} \quad D = \frac{\gamma t^2}{2} + \frac{\gamma_1}{2} t_2^2 \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ bezw.}$$

$$D = \frac{\gamma}{2}\left[t^2 + t_2^2 \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right].$$

Für $t_2 = t$ geht Gleichung XIIb. in die Gleichung XIb. über.

Der Druck auf die Flächeneinheit der äußeren Wandfläche in der Tiefe t unter dem Spiegel des Wassers bezw. des Grundwassers ergibt sich also allgemein (nach Gleichung XIIb.) zu:

$$\text{XIIc.} \quad p = \gamma \left[t + t_2 \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right].$$

Damit berechnet sich die notwendige Wandstärke δ für gerade

Brunnenwände auf die Länge l, die nicht abgesteift sind, Fig. 623, allgemein zu:

$$\text{XIII.}\quad \delta = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{3\gamma}{k}\left(t + t_2\, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right)}.$$

Dieser Ausdruck entspricht der Stellung Fig. 624. Als Unterfall ist derjenige zu betrachten, bei welchem $t_2 = t$ wird) entsprechend Stellung Fig. 621) und bei dem der Ausdruck die Form annimmt:

$$\text{XIV.}\quad \begin{cases} \delta = \dfrac{l}{2}\sqrt{\dfrac{3\gamma t}{k}\left[1 + tang^2\left(45^0 - \dfrac{\varphi}{2}\right)\right]} \text{ oder dafür:} \\ \delta = \dfrac{l}{2\cos\left(45^0 - \dfrac{\varphi}{2}\right)}\sqrt{\dfrac{3\gamma t}{k}}. \end{cases}$$

Für **kreisrunde** gemauerte Brunnen ergibt sich die Wandstärke bei durchlässigen Bodenarten allgemein zu:

$$\text{XV.}\quad \delta = r\left[-1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2\gamma\left(t + t_2\, tang^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right)}}\right].$$

Dieser Ausdruck entspricht wieder der Stellung im Wasser nach Fig. 624. Als Unterfall gilt derjenige, bei welchem $t_2 = t$ wird (Fig. 621), wofür der Ausdruck für δ die Form annimmt:

$$\text{XVI.}\quad \delta = r\left[-1 + \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\sqrt{\frac{k}{k\cos^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2\gamma t}}\right].$$

Der Druck ist für wasserdurchlässigen Boden bedeutend **größer** als für wasserundurchlässigen.

Bisher ist die **Adhäsion** des Bodens unberücksichtigt geblieben. Dieselbe ist bei wasserdurchlässigem Boden aber so gering, daß man sie wohl vernachlässigen darf; sie kann jedoch bei undurchlässigem Boden, wie Lehm und Ton, von wesentlichem Einfluß sein. Will man dieselbe berücksichtigen, so muß man die aus Gleichung I., II. bezw. I^b. und II^b. berechneten Werte von D oder auch den aus Gleichung VII. und VIII. berechneten Wert von p mit $\left(1 - \frac{t}{t_0}\right)$ bezw. $\left(1 - \frac{t_2}{t_0}\right)$ multiplizieren. t_0 bedeutet diejenige Tiefe, bis zu welcher die betreffende Erdart mit senkrechter Böschung ohne Unterstützung steht. Den Wert t_0 muß man durch Versuche ermitteln. t und t_2 sind wie früher die Versenkungs-Tiefen.

C. Eiserne Senkbrunnen.

Literatur.

Gründung mittels gußeiserner Röhren: Journ. of the Franklin Institute 1878 I S. 307. — Senkzylinder bei der Gründung der Taraczbrücke: Zeitschr. d. Ungar. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874. — Röhrensenkung beim Bau der Brücke über den Usk in England: Engineering 1874 I S. 61. — Gußeiserne Röhren zur Gründung der Viktoria-Brücke zu Brisbane: Engineering 1875 II S. 496. — Gründung mit eisernen Kasten: Engineer 1876 I S. 19, 39, 57, 77, 108 und 189. — Gründung der alten Taybrücke: Engineering 1878 I S. 9 und 208; Engineering 1876 I S. 371, II S. 164; 1878 I S. 91 und 181; Deutsche Bauztg. 1880 S. 111; Glasers Annalen 1880 I S. 87, 147, 167; Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1880 S. 70. — Eiserne Röhren zur Verbreiterung der Carlisle-Brücke zu Dublin: Builder 1878 Juni S. 641; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Verein z. Hann. 1879 S. 94. — Gründung der neuen Tay-Brücke: Engineering 1881 I S. 577; 1885 I S. 689; Deutsche Bauztg. 1888 S. 496; Zentrlbl. d. Bauv. 1885 S. 58. — Bau der Themsebrücke neben der Blackfriars-Station, eiserne Kasten: Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 388. — Tower-Brücke in London desgl.: ebenda 1894 S. 59 u. 78; Nouv. ann. de la constr. 1894 Aug. S. 114. — Gründung mittels Eisenblech-Röhren: Engin.

rec. 1895 Juli S. 117. — Gründung zweier Gebäude mittels Eisenrohren: Engin. rec. 1896 I S. 315; 1899 S. 468. — Gründung der Pfeiler für die Jubiläumsbrücke bei Hooghly in Bengalen: Schweizer. Bauztg. 1895 Bd. 25 S. 1. — Tiefgründung mittels Druckwassers nach B. S. Harris: Eng. rec. 1895 Juli S. 146. — 14stöckiges Gebäude auf eiserne Senkbrunnen: Eng. rec. 1896 I S. 315 s. a. S. 361. — Gründung der Pfeiler für die Kistna-Brücke (Indien) mittels einheitlicher, eiserner Brunnen: Engineering 1896 S. 7. — The sinking and equipment of shafts: Engineering 1896 March. 27 S. 399. — Brunnengründung der Koyakhai-Brücke in Bengalen: Eng. news 1901 Bd. 46 S. 498. — Gründung von Molenköpfen und Flügelmauern an denselben im Hafen von Heysham (Lancashire) mittels doppelwandiger, mit Beton gefüllter Brunnen: Engineering 1904 Aug. S. 201.

Eiserne Brunnen unterscheiden sich von den gemauerten wesentlich dadurch, daß sie nur als Hülle für den eigentlichen Fundamentkörper dienen, während die gemauerten einen wirklich mittragenden Teil desselben bilden.

a. Konstruktion im allgemeinen.

Man hat sowohl Gußeisen als auch Walzeisen für eiserne Senkbrunnen verwendet, bisweilen auch beides zusammen, und zwar letzteres namentlich für den unteren Teil der Brunnen, für den ein mehr elastisches Material wünschenswert ist.

1. Gußeiserne Brunnen.

Man stellt sie bei geringem Durchmesser aus einzelnen Ringen her. die in den zusammen geschraubten Stößen durch Einlagen aus Gummi oder geteertem Filz, Hanfschnur u. dergl. gedichtet werden. Bei größeren Durchmessern setzt man auch die einzelnen Ringe noch in ähnlicher Weise aus Segmenten zusammen.

Gußeiserne Brunnen sind bisweilen gerissen, und zwar sowohl infolge großer Kälte, als auch infolge großer Hitze. Durch die Kälte entstanden Risse, weil das spröde Gußeisen durch die Betonfüllung gehindert wurde, sich zusammen zu ziehen. Diese Risse werden also an Stellen eintreten, an denen das Material etwa zufällig schwächer ist. Durch große Hitze sind (in Indien) die Ringe von den verbindenden Flanschen abgerissen. Es ist dies eine Folge davon, daß die vom Beton umgebenen Flanschen teils von diesem unmittelbar festgehalten, teils stark abgekühlt wurden, und so der ausdehnenden Bewegung des durch die Sonne von außen erhitzten Mantels nicht folgten. Man hat diesen Übelstand dadurch beseitigt, daß man die Brunnen in der Stärke der Flanschen im Inneren mit Holz ausfütterte. Infolge der Preßbarkeit des Holzes ist hierdurch dem Eisen eine Zusammenziehung ermöglicht, während anderseits die Flanschen nicht in zu nahe Berührung mit dem Beton kommen, also von diesem weder festgehalten noch sehr abgekühlt werden. Die Ausfütterung hat aber den Übelstand, daß der Beton den Brunnen nicht ordentlich ausfüllt, namentlich, wenn das Holz erst verfault ist. Aus diesem Grunde sei empfohlen, die senkrechten Stöße der Ringsegmente in der durch Fig. 630 dargestellten Weise zu bilden. Das nach dem Inneren des Zylinders übergreifende Ringsegment *a* erhällt längliche Löcher, die demselben das Zusammenziehen gestatten. Um außen glatte Flächen zu haben, werden die Schraubenköpfe versenkt. Die Dichtung geschieht wie vorhin angegeben, oder auch durch eine zwischengelegte Bleiplatte *b*, die man längs der inneren oder äußeren Fuge verstemmt. Unter die Schraubenmuttern sind Scheiben *s* mit Verpackung zu legen, die dem Wasser den Zugang längs der Schrauben abschneiden. Selbstverständlich ist das Dichtmachen nur erforderlich, wenn die Brunnen ausgeschöpft werden sollen. Auch für die wagrechten Stöße der Ringe untereinander empfiehlt sich diese Verbindung mehr, als diejenige durch Flanschen; es müssen sich aber dann die in senkrechter Richtung verlängerten Löcher in dem auswärts liegenden Ringteile befinden, Fig. 631. Bei dieser Anordnung ist es ungefährlich, die Schraubenköpfe mit Beton zu umgeben, weil jeder Ring sich nach oben ausdehnen kann. Nur muß man bei dem Zusammenschrauben dafür sorgen, daß unter dem Schraubenkopfe in dem äußeren länglichen Loche ein Spielraum *a* verbleibt und es empfiehlt sich außer-

dem, die Zylinder, und namentlich die Schraubenmuttern, inwendig mit Talg zu bestreichen, um zu verhindern, daß der Mörtel fest am Eisen haftet.

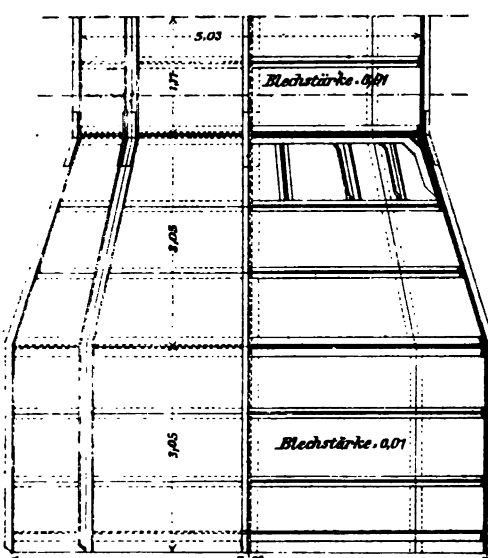
Fig. 680.

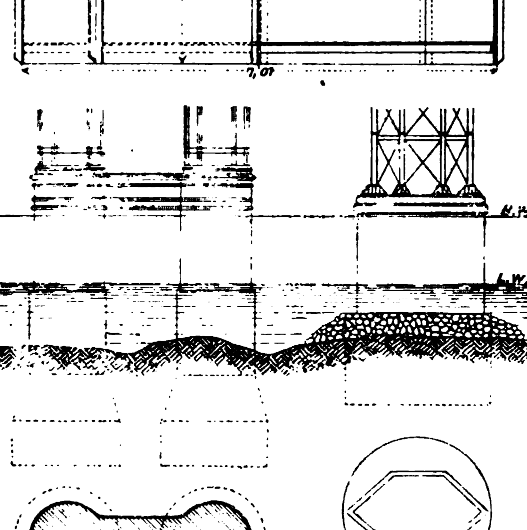
Wegen der Sprödigkeit des Gußeisens, ist es in ungünstigem Klima nicht zu empfehlen, größere Ringe in einem Stück zu gießen.

Es sei hier noch auf ein anderes Mittel, daß Reißen gußeiserner Zylinder zu verhindern, aufmerksam gemacht, we ches darin besteht, daß man dieselben bis unter die Frostlinie nicht mit starrem Zementbeton, sondern mit elastischem Asphaltbeton ausfüllt.

Fig. 681.

Fig. 682—684.





Eine sehr tiefe Gründung mit Brunnen, die von unten bis zur Flußsohle aus Gußeisen, darüber aus Walzeisen bestanden, ist zur Herstellung der Pfeiler für die Atchafalaya-Brücke bei Louisiana ausgeführt. Die Röhren hatten 2,44 m (8′) Durchmesser und im gußeisernen Teile rd. 32 mm (1 1/4″), im schmiedeisernen 9,5 mm (3/8″) Wandstärke. Sie wurden (125′) rd. 38 m tief mittels Milroy'schen Exkavators gesenkt. Der Boden bestand aus Klai, Klai mit Sand und reinem Sande. Auch Holzstämme kamen vor, die von der scharfen Brunnenschneide durchschnitten wurden.[1])

2. Brunnen aus Walzeisen und Stahl.

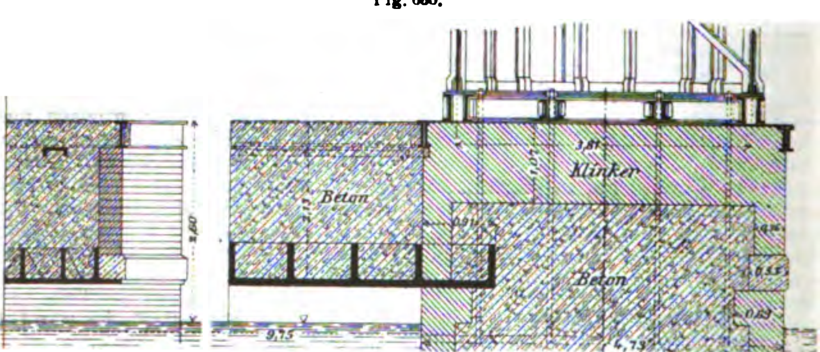
Sie werden aus Blechen und versteifenden Fassoneisen zusammengesetzt und man nietet dieselben entweder entsprechend dem Fortschreiten der Versenkung an

[1]) Scientific amer. suppl. 2 Juni 1888 S. 6168.

Ort und Stelle zusammen, oder stellt ebenfalls einzelne Ringe her, die man wie die gußeisernen mit einander verschraubt. Die Verbindung geschieht in der Regel durch angenietete Flanschen aus L-Eisen. Wegen der weit größeren Elastizität des Walzeisens haben sich nachteilige Folgen dieser Verbindungsart noch niemals gezeigt.

Man macht die Seitenwände entweder senkrecht oder zieht sie nach oben zu ein. Es ist hier unbedenklich die Verjüngung nur für den unteren Teil anzuordnen, den oberen aber zylinderförmig zu machen, weil das Material bedeutende Zugspannungen ertragen kann, und weil bei dem verhältnismäßig geringen Gewichte der eisernen Brunnen diese Zugspannungen überhaupt nur kleine sein können. Trotzdem ist bei einer Senkung in Sandboden eine auf die ganze zu versenkende Höhe gleichmäßig verteilte Verjüngung vorzuziehen, weil der Sandboden infolge seiner geringen Adhäsion sofort nachsinkt und trotz einer unteren Erweiterung am senkrechten Teile der Wandungen starke Reibung verursachen wird. In steifem Tonboden dagegen genügt es, die Erweiterung auf den unteren Teil zu beschränken. Diese Anordnung erleichtert das Senken bedeutend, vermindert aber auch die Tragfähigkeit des Brunnens, indem sie die Reibung bezw. Adhäsion des umgebenden Bodens teilweise aufhebt, wenn nicht etwa von oben in die Fuge zwischen Boden und Brunnen eingeschlemmter Sand die innige Berührung wieder herstellt.

Fig. 635.



Die Beschreibung der Konstruktion schmiedeiserner Brunnen, die zwecks Herstellung eines Fangedammes mittels verdichteter Luft gesenkt wurden, ist bereits S. 162 u. f. gegeben worden. Desgleichen ist S. 54 die Konstruktion eines gußeisernen Senkbrunnens dargestellt; auf diese Darstellungen sei hier zurück verwiesen. Es sei hier aber noch die Beschreibung der bei dem Bau der neuen Tay-Brücke benutzten schmiedeisernen Brunnen mitgeteilt, Fig. 632—635. Jeder Pfeiler dieser Brücke besteht aus zwei Zylindern, die bis 6,1 ^{m} unter Flußsohle versenkt wurden. Der Durchmesser ist je nach der Brückenweite verschieden. Bei den größten betrug derselbe unten 7,01 ^{m} und oben 5,3 m; die Entfernung der beiden, einen Pfeiler bildenden Brunnen ist 9,75 ^{m}. Bei den kleineren sind die Durchmesser 4,42 ^{m} und 3,51 ^{m}; die Entfernung von einander aber ist 7,93 ^{m}. Außer diesen schmiedeisernen sind noch für die kleinsten Öffnungen gußeiserne Röhren von nur 2,74 ^{m} Durchmesser versenkt. Die Fig. 632—634 stellen die größesten Zylinder dar.

Während der Versenkung wurde auf jeden Zylinder ein abnehmbares Kopfstück, Fig. 635, geschraubt, welches nach beendeter Senkung bis 0,61 ^{m} unter N.-W. und 0,76 ^{m} über H.-W. reichte. Der Sandboden sollte durch Bagger entfernt und dann die Grundfläche derartig mit Betonsäcken aus-

gefüttert werden, daß man das Wasser auspumpen und den Beton im Trocknen versenken könnte. Verfasser würde diesem Verfahren jedenfalls die Herstellung einer Betonsohle unter Wasser in dem Falle vorziehen, daß nicht besonders zwingende Gründe, z. B. die Notwendigkeit einer sehr schnellen Fertigstellung des Fundamentes vorliegen. Nachdem das Fundament bis zur Unterkante des abnehmbaren Kopfstückes fertig gestellt, sollten in einigem Abstande von dem Eisenmantel 0,36 m starke Ringmauern aus Klinkern hergestellt und mit Beton gefüllt werden. Endlich sollte auch das Fundament durch Klinker-Mauerwerk abgedeckt werden. Nach Fertigstellung der Abdeckung beabsichtigte man jeden Brunnen mit dem $1^1/_2$fachen seiner größesten Belastung probeweise zu belasten. Nach Entfernung des gußeisernen Kopfstückes, welches für einen anderen Brunnen wieder benutzt wird, wurden die zu einem Pfeiler gehörenden Brunnen durch ein Querstück, Fig. 635, welches ebenfalls aus Beton mit Klinker-Verkleidung bestand und auf einem gußeisernen Rahmen ruhte, verbunden.

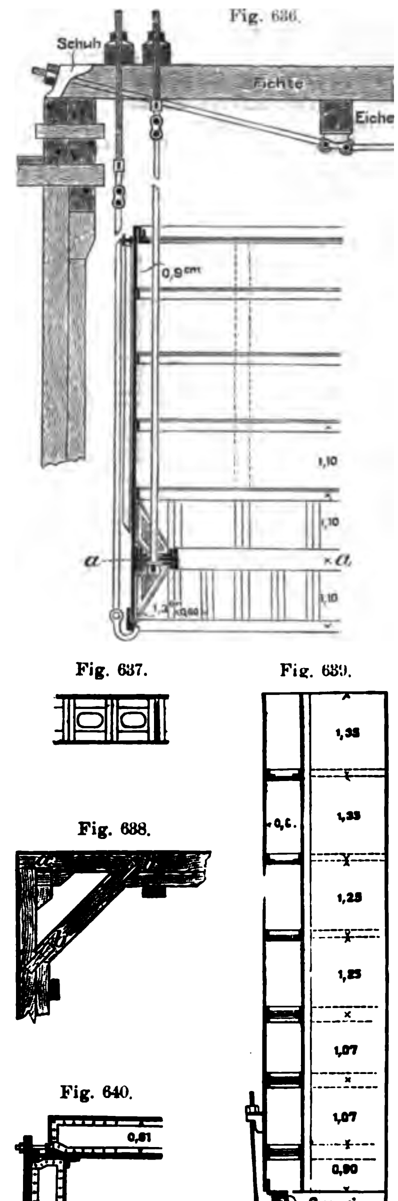


Fig. 636. Fig. 637. Fig. 638. Fig. 639. Fig. 640.

Die Fig. 636—640 zeigen die Konstruktion der Fundamentbrunnen der Brücke für die Station Blackfriars zu London. Die Brunnen sind so eingerichtet, daß der obere Teil derselben wieder abgenommen werden kann. Der im Boden verbleibende Teil (Fig. 636) bestand aus 0,9 bis 1,3 cm starken Blechen, welche bei dem ersten durch I-Eisen, bei den übrigen durch Holz (Fig. 638) ausgesteift wurden. Die Hölzer lagen auf den wagrechten Winkeleisen (Fig. 636) auf und konnten durch Lösen der Keile *a* und der Holzlaschen *b b* (Fig. 638) mit der fortschreitenden Betonierung wieder entfernt werden.

Die Brunnen wurden bis etwa 1,5 m in die feste Klaischicht mit Hilfe Priestmann'scher Exkavatoren (S. 58 System Hall) versenkt, wobei Taucher die Ränder und Ecken frei machten. Nach der Senkung wurden die Hängeeisen (Fig. 636) durch Taucher gelöst und Beton unter allmählicher Entfernung der Holzversteifungen eingebracht. Nach Erhärtung des Betons wurde der abnehmbare Teil, welcher aus einzelnen verschraubten und mit Gummi verpackten Teilen bestand, in der durch Fig. 639 kenntlich gemachten Weise

an den versenkten Kasten befestigt, was, da die Oberkante des letzteren ungefähr auf Niedrigwasserhöhe lag, ohne Taucher geschehen konnte. Alsdann wurde der aufgesetzte Kasten trocken gepumpt und die Pfeiler wurden mit Werksteinverblendung bis zur Kämpferhöhe aus Ziegelmauerwerk im Trocknen hergestellt. Schließlich wurde der obere Teil wieder abgenommen.

Eine sehr tiefe Gründung mit eisernen Brunnen ist die der Brücke über den Sutley in Indien.

Es wurde zunächst eine mit Steinen abgedeckte Aufschüttung von 10 bis 12 m Höhe für jeden Pfeiler hergestellt, welche sowohl dazu diente, den Pfeiler zu schützen, als auch den Strom zwischen den Pfeilern zu vertiefen. Die Gründungstiefe betrug im Mittel 33 m unter Wasser. Für jeden Mittelpfeiler wurden in einem gemeinsamen Spundkasten mit Hilfe Gatmel'scher Exkavatoren 3 runde Brunnen versenkt, die man oben zur Herstellung der Verbindungsbögen auskragte. Die eisernen Brunnen sind innen mit einer starken, verbolzten Holzverstrebung und außerdem mit einer etwa 1 m starken Ausmauerung aus Beton versehen. Nach der Versenkung wurden sie zu unterst mit Beton, darüber mit feinem Sande und zu oberst mit einer Betonschicht von 2,7 m Stärke und einer Klinkerschicht von 0,9 m Stärke ausgefüllt.

Fig. 641.

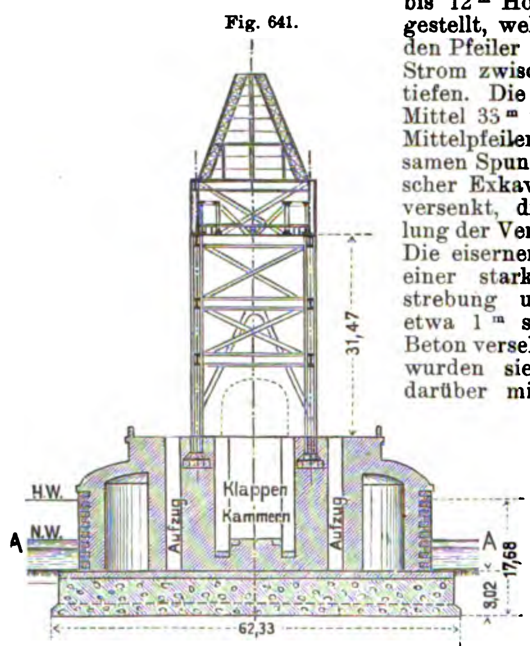


Fig. 642. Grundriß nach A A.

Die tiefste bisher ausgeführte Brunnengründung dürfte die der Pfeiler für die Brücke über den Hawkesbury-Fluß in New-South-Wales (Australien) sein. Der Boden besteht hier aus Schlamm und Triebsand und wird erst in der Tiefe von rund 56,4 m (185') unter Hochwasser fest, indem sich hier eine starke Kiesschicht befindet. Die verwendeten schmiedeisernen Senkbrunnen bestanden aus einem äußeren Blechmantel von 14,63 m (48') Länge und 6,1 m (20') Breite, der 6,1 m (20') vom unteren Rande ab beginnend nach jeder Richtung um 0,61 m (2') an Durchmesser zunimmt. In diesem länglichen Mantel befinden sich 3 sogen. Baggerröhren. Diese, ebenfalls aus Eisenblech, sind bis zu der Stelle, wo der eiserne Mantel sich zu erweitern beginnt (8') 2,44 m weit. Von hier ab aber erweitern sie sich so, daß sie unten die ganze Grundfläche frei lassen und daß ihre Blechmäntel unter einander bezw. mit dem äußeren Blechmantel zu scharfen Schneiden sich vereinigen. Der Hohlraum zwischen dem äußeren Blechmantel und den 3 Baggerrohren, der zur Aussteifung des Ganzen mit

Gitterwerk durchzogen ist, bildet sonach einen wasserdichten Raum, der das Ganze schwimmend erhält.

Zur Versenkungsstelle gebracht, wurde der Brunnen durch Füllung dieses Hohlraumes mit Beton auf den Grund, und durch Baggern in den Grund gesenkt, wobei sowohl der äußere Mantel, als auch die Baggerrohre nach Bedarf erhöht wurden. Hatte der Brunnen den festen Grund erreicht, so war also der größte Teil desselben bereits mit Beton gefüllt und es wurden nur noch die Baggerschächte ausbetoniert. Der verwandte Beton bestand aus 1. Zement, 2. Sand, 3. Kies und 4. Steinschlag.

Der Blechmantel mit Betonfüllung reicht bis Niedrigwasser. Von hier ab bis oben hin wurde gemauert. Die ganze Pfeilerhöhe von Fundamentsohle bis Oberkante beträgt 69,19 ^{m} (227'). Die Blechstärke des äußeren Mantels 9,5 ^{mm} ($^3/_8$"), der Baggerrohre 6,3 ^{mm} ($^1/_4$"). Auf Steine hoffte man

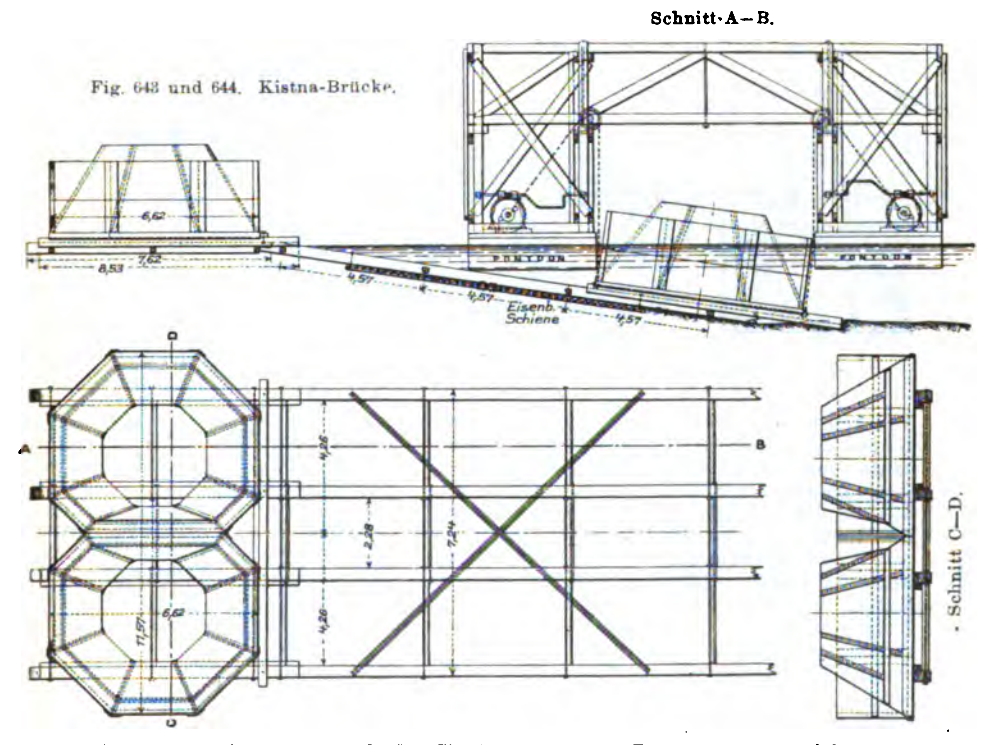


Fig. 643 und 644. Kistna-Brücke.

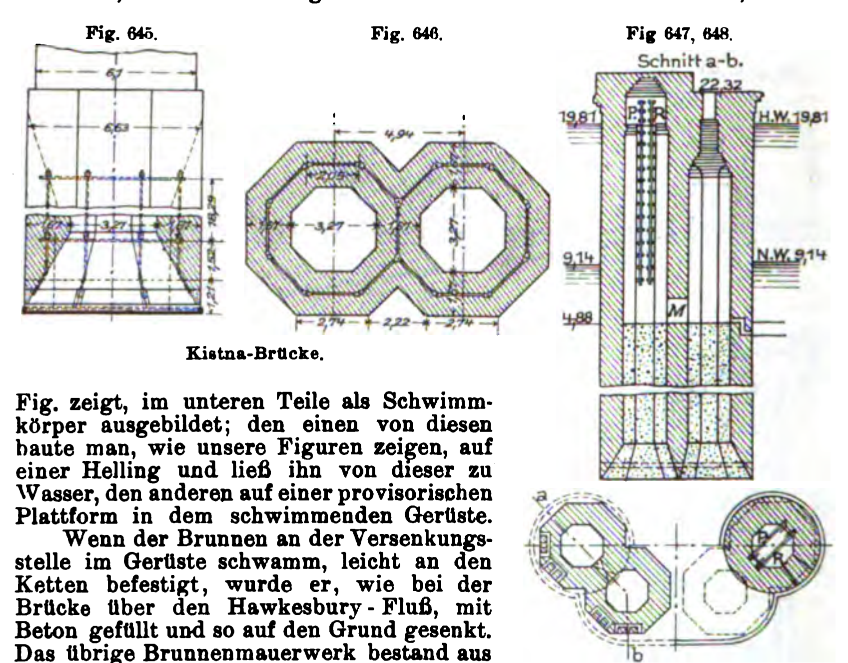
nicht zu treffen, während das Vorkommen von Baumstämmen nicht ausgeschlossen war. Man hoffte dieselben indessen mit der sehr zweckmäßig konstruierten scharfen Schneide zu durchschneiden.

Mit eckigen, eisernen Senkkasten verschiedener Grundrißform sind auch die Fundamente der neuen Tower-Brücke in London hergestellt (Fig. 641 und 642). Blechstärke 6 bis 13 ^{mm}, Aussteifungen alle 0,9 ^{m} durch Rahmen und Steifen aus Pitchpine-Holz. Die Brunnen bestanden wie bei der Blackfriars-Brücke aus einem im Boden bleibenden und einem abnehmbaren Teile, deren Fuge durch Kautschuk gedichtet wurde. Die Absenkung bis 1,2 ^{m} in den Ton hinein erfolgte in derselben Weise, wie dort beschrieben, von da ab unter Wasserhaltung im Trocknen, bis die Brunnenschneide 5,8 ^{m} unter der Flußsohle stand. Bei dieser Stellung wurde der Kastenrand noch um 2,13 ^{m} in wagrechter Richtung nach außen und 1,52 ^{m}

abwärts unterschnitten, indem man unter Absteifung den Tonboden stückweise aushob und die Hohlräume sogleich mit Beton ausfüllte.

Auf diese Weise verbreiterte man das Fundament erheblich. Ob dies indessen Nutzen gebracht hat, ist sehr fraglich, da bei der Größe der Auskragung und der viel geringeren Höhe derselben in der Unterkante des Betons wahrscheinlich Zugspannungen entstanden sind, welchen derselbe ohne Eiseneinlagen nicht gewachsen war.

Die Fig. 643 und 644 zeigen die eisernen Brunnen, welche beim Bau der Kistna-Brücke (Indien) verwendet wurden. Die Grundrißform hat den Zweck, es zu erreichen, daß alle Teile der Brunnenschneiden von den Mittelpunkten der beiden Schachte, in denen gebaggert wurde, in möglichst gleichem Abstande liegen. Es ist allerdings nicht recht verständlich, weshalb man anstatt der Achtecke nicht Kreise anwendete, deren Herstellung in Eisen auch keine Schwierigkeiten geboten hätte. Von den Brunnen wurden 2, deren Versenkung in tieferem Wasser stattfinden mußte, wie die



Kistna-Brücke.

M Mannloch. *PR* Pumpraum.

Fig. zeigt, im unteren Teile als Schwimmkörper ausgebildet; den einen von diesen baute man, wie unsere Figuren zeigen, auf einer Helling und ließ ihn von dieser zu Wasser, den anderen auf einer provisorischen Plattform in dem schwimmenden Gerüste.

Wenn der Brunnen an der Versenkungsstelle im Gerüste schwamm, leicht an den Ketten befestigt, wurde er, wie bei der Brücke über den Hawkesbury-Fluß, mit Beton gefüllt und so auf den Grund gesenkt. Das übrige Brunnenmauerwerk bestand aus Ziegeln. Gewicht eines solchen Brunnenringes 45 t. Versenkung mit Greiferbaggern.

Die Brunnen auf dem Lande und im flachen Wasser, wo man Inseln anschüttete, erhielten einfachere Brunnenschlinge von ebenfalls dreieckigem Querschnitte und 0,813 m Höhe. Diese Kränze wogen für jeden Pfeiler 12,38 t.

Diese Brunnenkränze erhielten in den Ecken Anker nach oben, die unter einander noch 2 mal verbunden waren, Fig. 645 und 646. Diese Verankerung wog für jeden Brunnen noch 4,37 t.

Die Fundamente der Landpfeiler bestanden aus 2 derartigen Brunnen, Fig. 647 und 648.

Ein Entwurf zu einer Brunnengründung bis zu beliebiger Tiefe von Jandin ist mitgeteilt in Les annales des trav. publ. 1886 S. 1587 und 1608 sowie im Zentralbl. d. Bauv. 1887 S. 195. Jandin will die Brunnen aus einzelnen Ringen zusammensetzen, deren Gewicht nahe gleich dem des Wassers ist. Zu dem Ende soll jeder Ring aus einem inneren gemauerten

und aus einem äußeren Luftbehälter bestehen. Die Luftbehälter sollen mit Preßluft von solcher Pressung gefüllt sein, wie die jeweilige Tiefe unter Wasser verlangt. Dadurch vermeidet man unnötigen Eisenverbrauch für Aussteifungen. Einzeln am Lande hergestellt, werden die Ringe zur Verwendungsstelle geflößt und dort mit einander verbunden, indem man den bereits fertigen Brunnenteil wenig unter Wasser senkt. Hat die Hülle den Grund erreicht, so werden zunächst die Schwimmkasten von unten nach oben (unter Luftdruck) mit dünnem Mörtel gefüllt, danach wird der Brunnen unter fortlaufender Erhöhung durch weiter aufgesetzte Ringe versenkt und schließlich ausbetoniert. Versenkung und Ausbetonierung mit Hilfe der Jandinschen Geräte S. 65, 66 und 96.

b. Wandstärke und Gewichte eiserner Senkbrunnen.

Man ermittelt zunächst wieder die Größe von Erd- und Wasserdruck, was auf dieselbe Weise geschieht, wie bei Besprechung der gemauerten Brunnen mitgeteilt ist. Ein Unterschied besteht hier nur insofern, als infolge der geringen Wandstärke das Verhältnis zwischen innerem und äußerem Halbmesser $\frac{r}{R} = 1$ gesetzt werden kann. Es wird infolgedessen der Gesamtdruck D auf die Längeneinheit der Wand von Brunnen, welche mit Wasser gefüllt sind, für gerade und zylindrische Wände gleich groß sein. Es gelten also allgemein ohne Rücksicht auf die Grundrißform der Brunnen je nach der Bodenart und dem Stande des Brunnens (ganz im Boden, Fig. 621, oder im Wasser, Fig. 624) die S. 308 ff. für D mitgeteilten Formeln Nr. I., II., I^b^., II^b^., XI. und XII., und ebenso erhält man als Belastung p der Flächeneinheit der Brunnenwände in der Tiefe t unter der Erdoberfläche bezw. dem Wasserspiegel folgende Werte, für gerade sowohl, als runde Wände:

Für undurchlässigen Boden (Lehm, Ton, Schlamm, lehmigen Sand), wenn der Brunnen außen nach Fig. 621 ganz von Boden umgeben ist und inwendig ebenso hoch voll Wasser steht:

$$\text{I.} \quad p = t\left[\gamma' \, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) - \gamma\right].$$

Dieselben Verhältnisse, aber ohne inneren Wasserdruck:

$$\text{I}^{\text{b}}. \quad p = t\,\gamma' \, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Ebenfalls undurchlässiger Boden, aber über dem Boden außerhalb des Brunnens, ebenso hoch wie im Inneren desselben, Wasser stehend (vergl. Fig. 624):

$$\text{II.} \quad p = \left(\frac{t_1\,\gamma}{\gamma'} + t_2\right)\gamma' \, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) - t\,\gamma.$$

Dieselben Verhältnisse, aber ohne inneren Wasserdruck:

$$\text{II}^{\text{b}}. \quad p = \left(\frac{t_1\,\gamma}{\gamma'} + t_2\right)\gamma' \, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Dieser Wert darf aber nicht kleiner werden als:

$$\text{II}^{\text{c}}. \quad p = t\,\gamma.$$

Durchlässiger Boden (Sand und Kies) und wenn der Brunnen außen ganz von Boden umgeben, innen voll Wasser ist, Stellung Fig. 621:

$$\text{III.} \quad p = \gamma_1\, t \, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Dieselben Verhältnisse, der Brunnen ist aber im Inneren wasserfrei

$$\text{III}^{\text{b}}.\quad p = t\left[\gamma + \gamma_1 \, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \text{ oder da rd.: } \gamma_1 = \gamma.$$

$$p = t\,\gamma\left[1 + tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right] = \frac{t\,\gamma}{cos^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)}.$$

Durchlässiger Boden; der Brunnen außen im oberen Teile von Wasser umgeben und mit Wasser gefüllt, Stellung Fig. 624.

$$\text{IV.}\quad p = \gamma_1\, t_2\, tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

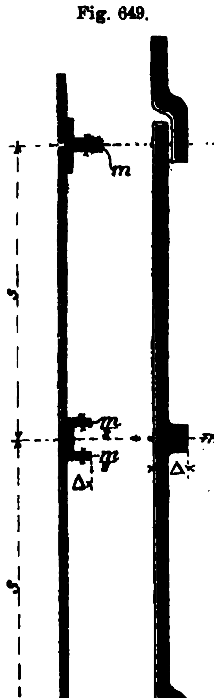
Dieselben Verhältnisse, der Brunnen aber im Inneren wasserfrei:

$$\text{IV}^{\text{b}}.\quad p = \gamma\, t + \gamma_1\, t_2\, tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ oder: wieder } \gamma_1 = \gamma \text{ gesetzt:}$$

$$p = \gamma\left[t + t_2\, tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right].$$

γ ist das Gewicht der Kubikeinheit Wasser, γ' das der Kubikeinheit mit Wasser gesättigten undurchlässigen Bodens, γ_1 Gewicht der Kubikeinheit wasserdurchlässigen Bodens (Sand, Kies), abzüglich des Gewicht-Verlustes im Wasser, $\gamma_1 = \gamma$. Die Bedeutungen von t, t_1 und t_2 sind aus den Fig. 621 - 625 zu entnehmen.

Fig. 649.



Als Gang der Berechnung der Wandstärken sei folgender empfohlen:

1. Runde Brunnen.

Man berechnet zunächst aus den vorstehend gegebenen Formeln den Druck p auf die Flächeneinheit und darauf nach der Formel für Röhren mit äußerem Druck:

$$\text{V.}\quad \delta = r\left[-1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2p}}\right] + c \text{ die Wandstärke.}$$

Dieser Formel ist, um nicht unausführbare Stärken zu liefern, eine Konstante c hinzugefügt, die für Schmiedeeisen (Bleche) = 5 mm und für Gußeisen = 10 mm anzunehmen ist. In der Formel bedeutet r den Halbmesser des Brunnens und k die zulässige Beanspruchung des Eisens auf Druck, bei Schmiedeisen und Gußeisen etwa 600 kg/qcm.

Die Formel V. setzt voraus, daß ein Flachdrücken des Rohres nicht möglich sei, daß also die Form des Zylinders sowohl, als auch die Druck-Verteilung eine mathematisch genaue sei. Da diese Voraussetzungen nicht zutreffen, so müssen die Wände noch gegen Flachdrücken durch Aussteifungen gesichert werden. Als solche wendet man in der Regel Verstärkungs-Ringe an, die man bei Brunnen aus Eisenblech aus Winkel-T oder U-Eisen herstellt und mit dem Mantel vernietet, bei Brunnen aus Gußeisen aber in Form von Rippen angießt. An den Stellen, an welchen die einzelnen Zylinderringe mit einander verschraubt sind, bilden die hierzu erforderlichen Flanschen oder Muffen bereits diese Verstärkungen. Haben die einzelnen Ringe des Mantels nur geringe Höhe, so genügen diese Flanschen überhaupt, während bei größeren Höhen und größerem äußeren Druck

auch noch zwischen den Stößen besondere Verstärkungs-Ringe anzubringen sind.

Um nun die Stärke dieser Aussteifungen in ein passendes Verhältnis zur Beanspruchung durch die äußeren Kräfte zu bringen, verfahre man folgendermaßen: Die besonderen Aussteifungen haben den Zweck, etwaige Ungleichmäßigkeiten in der Form des Brunnen-Mantels und in der Druck-Verteilung unschädlich zu machen. Es genügt also, wenn man denselben eine Stärke gibt, die sie befähigt $^1/_2$ bis $^1/_3$ des ganzen, auf die zwischen 2 benachbarten Versteifungen lastenden, gleichmäßig verteilten Druckes mit Sicherheit aufzunehmen. War der mittlere Druck auf die Flächeneinheit des zu betrachtenden Mantelringes p und ist der Abstand zweier benachbarter Verstärkungs-Ringe $= s$, Fig. 649, so wird man als Belastung, welche ein Verstärkungs-Ring für jede Längeneinheit seines Umfanges aufzunehmen hat, $^1/_2$ bis $^1/_3$ $s\,p$ rechnen. Ist m die Höhe des Verstärkungsringes, so entfällt auf die Flächeneinheit seines Umfanges der Druck:

$$\text{VI.} \quad p_1 = \frac{s\,p}{2 \text{ bis } 3\,m}.$$

Mit diesem p_1 kann man alsdann die notwendige Breite (nach Richtung des Brunnen-Halbmessers) Δ des Verstärkungs-Ringes aus folgenden beiden Formeln berechnen:

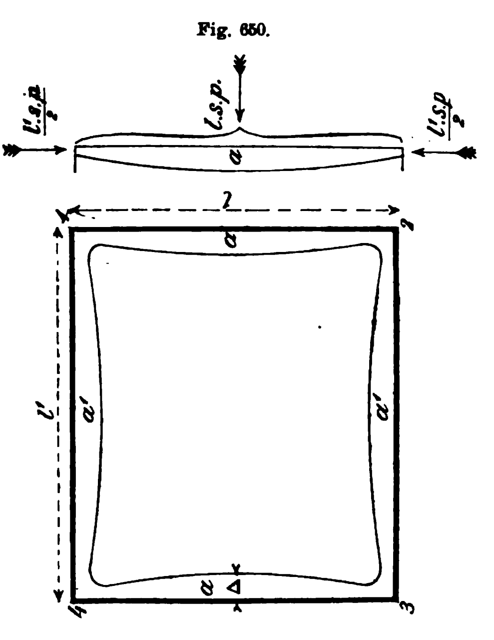
$$\text{VII.} \quad 1. \text{ Für Schmiedeisen: } \Delta = 0{,}014696\, r \sqrt[3]{p_1} + 0{,}2$$

$$2. \text{ Für Gußeisen: } \Delta = 0{,}018514\, r \sqrt[3]{p_1} + 0{,}4$$

p_1 ist der Druck für qcm/kg, r der Halbmesser in cm.

Wegen der Kostspieligkeit wird man eisernen Brunnenmänteln nicht von oben bis unten gleiche Stärke geben, sondern die ganze Höhe in verschiedene Abteilungen zerlegen, für jede aus der zugehörigen untersten Tiefe t nach den Formeln I. bis IV. die entsprechenden Werte von p und mit diesem p wieder die passenden Stärken δ und Δ berechnen.

Fig. 650.



2. Brunnen mit geraden Wänden.

Man berechnet in gleicher Weise wie vor aus den Formeln I. bis IV. und zwar ebenfalls, um Material zu sparen, für einzelne Absätze der Höhe die äußeren Drücke p und ermittelt zunächst die Wandstärke. Bilden die Wände Flächen nach Fig. 650, wie dies häufig vorkommt, wenn man Gußeisen für dieselben verwendet, so kann man sie, als von den Verstärkungs-Rippen a gestützte, eingeklemmte Balken berechnen. Es ergibt sich dann:

$$\text{VIII.} \quad \delta = s \sqrt{\frac{p}{2k}}.$$ Die Bedeutung der Buchstaben zeigt Fig. 649.

Die nötige Stärke der Rippen a der beiden Wände 1, 2 und 3, 4 findet man folgendermaßen: Dieselben haben hier, abweichend von denjenigen in runden Brunnen, stets den vollen Erddruck aufzunehmen, der auf die Wandfläche von der Höhe s und Länge l zwischen 2 benachbarten Rippen trifft. Führt man diese Rippen als Balken aus, die auf die Rippen a' der Querwände 2, 3 und 1, 4 ähnlich eingeklemmten Balken sich stützen, so haben sie zunächst dem Biegungsmoment: $M = \frac{l^2 s p}{12}$ zu widerstehen und erleiden außerdem in der Richtung der Achse den Druck $\frac{l' s p}{2}$. (l und l' die Seitenlängen des rechteckigen Brunnens.) Nimmt man an, daß die letztere Beanspruchung sich gleichmäßig auf den ganzen Querschnitt verteilt, so wirkt sie insofern günstig, als sie die Zugspannung, welche das Biegungsmoment auf der inneren Seite der Rippe erzeugt, teilweise oder ganz aufhebt, während auf der Außenseite der Rippen die Druckspannungen sich allerdings summieren. Letzteres ist aber deshalb weniger bedenklich, weil die Rippe durch die mit ihr verbundene Wand wirksam unterstützt wird. Aus diesen Gründen genügt es, den Querschnitt der Rippe, welchen das Moment $\frac{l^2 s p}{12}$ verlangt, einfach um den Querschnitt, welchen der Druck $\frac{l' s p}{2}$ bedingt, also um $\frac{l' s p}{2 k}$ Querschnitts-Einheiten, zu vermehren, und es ist unnötig, die Rippe auf Knicken zu berechnen.

Ist der Querschnitt der Rippe z. B. rechtwinklig von den Seiten Δ und m in der Mitte, Fig. 649, so erhält man aus der Momenten-Gleichung zur Bestimmung von Δ und m die Gleichung:

$$\text{IX.} \quad \Delta^2 m = \frac{l^2 s p}{2 k}.$$

Um den achsialen Druck $\frac{l' s p}{2}$ aufzunehmen, soll dieses m um m' vergrößert werden. Man hat also die Gleichung:

$$\text{X.} \quad m' \Delta = \frac{l' s p}{2 k}.$$

Setzt man die beiden k-Werte in den Gleichungen IX. und X. einander gleich, so erhält man durch Division:

$$\text{XI.} \quad \frac{m}{m'} = \frac{l^2}{\Delta l'} \text{ und } m' = \frac{m \Delta l'}{l^2}$$

bezw. für quadratischen Grundriß ($l = l'$): $m'_1 = \frac{m \Delta}{l}$.

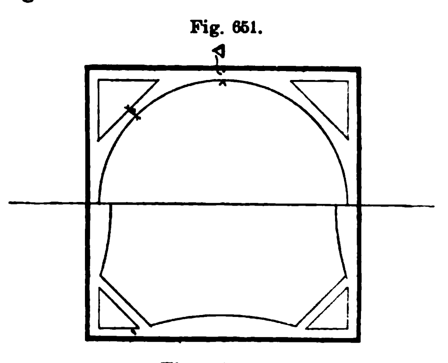
Streng genommen ist das k in Gleichung IX. die zulässige Belastung des Gußeisens für Zug, das k in Gleichung X. dagegen diejenige für Druck. Da aber nach früherem der Druck in der Achsenrichtung die Zugspannung vermindert, so ist die empfohlene Gleichsetzung unbedenklich (wenn $k = 500$ bis 600 kg/qcm genommen wird) und darf man demnach für die Berechnung der Verbreiterungen der Rippen bei rechteckigen Brunnen die Gleichung XI. benutzen.

Bei größeren Werten von l, p und s fallen sowohl die Wandstärken als auch die Querschnitte der Verstärkungs-Rippen so stark aus, daß es erwünscht ist, die freie Länge der Rippen durch Abstumpfung der Ecken zu kürzen, oder dieselben noch zweckmäßiger als Ringe auszuführen, Fig. 651. In letzterem Falle kann man sie auch genau genug als Ringe nach der Formel:

$$\text{XII.}\quad \Delta = 0{,}009257\, l \sqrt[3]{\frac{s\,p}{m}} + 0{,}4$$

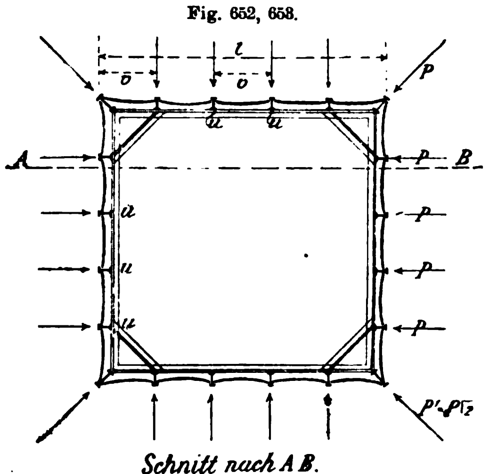
berechnen, worin sämtliche Maße in cm, p in kg/qcm zu nehmen. Die Bedeutung der Buchstaben ist aus Fig. 649 u. 651 ersichtlich.

Fig. 651.



Da derartig weit nach innen reichende Verstärkungs-Ringe bei größeren Temperatur-Unterschieden leicht abreißen, so ist es zweckmäßig, dieselben nicht mit der Wand in einem Stück, sondern gesondert zu gießen. Man kann sie dann auf einzelnen an den Wänden angegossenen Knaggen der Rippen befestigen, oder auch nur lose auflagern und nach beendigter Senkung wieder entfernen, wenn die Wand durch Beton oder Mauerwerk genügend gegen den äußeren Druck gestützt ist.

Fig. 652, 653.

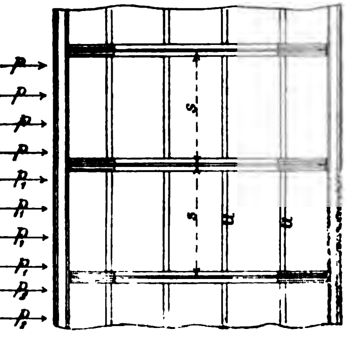


Sollen gerade Brunnenwände aus Eisenblech hergestellt werden, so kann man bedeutend an Material sparen, wenn man das Blech nicht als Balken, sondern als Kette beansprucht. Zu dem Ende muß man die Platten etwas nach innen durchbiegen, wie der Grundriß, Fig. 652, zeigt. Ist r der Halbmesser der Krümmung, die als Kreis zu denken, und p der aus den Formeln I. bis IV. berechnete Druck für die Flächeneinheit, so ist:

$$\text{XIII.}\quad \delta = \frac{r\,p}{k} + 0{,}3$$

zu nehmen, wenn die Maße in cm/kg ausgedrückt sind. Hier, wie früher, empfiehlt es sich, die Blechstärke δ nach oben abnehmen zu lassen.

Schnitt nach A B.



Das Widerstands-Moment für die senkrechten Versteifungen u in Fig. 652 und 653 ergibt sich, wenn man dieselben als eingeklemmte Balken berechnet, zu:

$$\text{XIV.}\quad W = \frac{p\,s^2\,v}{12\,k};\ \text{desgl. für}$$

die Versteifung in der Ecke zu:

$$W = \frac{p\,s^2\,v}{12\,k}\sqrt{2}.$$

Die Berechnung der wagrechten Rahmen erfolgt ähnlich wie bei den gußeisernen Verstärkungs-Rippen; nur daß man es hier mit Einzellasten

von der Größe $P = (p + p_1) \frac{s\,v}{2}$ zu tun hat, wenn p und p_1 die verschieden großen mittleren Drucke für die Flächeneinheit in 2 über einander liegenden Mantel-Abschnitten, Fig. 653, sind.

Gußeiserne Brunnen von rechteckigem Grundriß sind im allgemeinen nicht gerade empfehlenswert, weil sie viel schwerer als runde werden. Brunnen aus Eisenblech mit rechteckigem Grundriß, in der zuletzt beschriebenen Weise ausgeführt, fallen verhältnismäßig leicht aus, da die Bleche sehr dünn sein können und nur das Gerippe viel Eisen verlangt. Das letztere wird man aber häufig aus Holz herstellen können, namentlich wenn die Brunnen später ausgemauert werden, so daß Gelegenheit geboten ist, die Aussteifungen mit dem wachsenden Mauerwerk zu entfernen. Für gußeiserne Brunnen sind hölzerne Aussteifungen übrigens bedenklich, weil bei der großen Elastizität des Holzes die Wände leicht springen können. Wendet man jene an, so müssen sie jedenfalls gehörig fest eingebracht werden, sodaß die Gußplatten durch die Hölzer eine geringe Spannung erhalten, welche der Wirkung des Erddruckes entgegengesetzt ist.

Um eisernen Brunnen genügende Steifigkeit zu geben, hat man dieselben innen auch wohl mit Backsteinen ausgemauert, wie z. B. bei dem Bau der eingestürzten Tay-Brücke. Dies Verfahren muß in den meisten Fällen als eine Eisen-Verschwendung bezeichnet werden, weil das Mauerwerk außer der Versteifung auch gleich den dichten Abschluß für den Brunnen hätte abgeben können. Zu rechtfertigen wird es nur sein, wenn äußere Einflüsse, wie Wellenschlag und Strömung von solcher Stärke vorhanden sind, daß man eine Zerstörung des noch nicht gut erhärteten Mörtels zu befürchten hat.

Die Vorzüge eiserner Brunnen vor gemauerten bestehen:

1. in ihrer großen Leichtigkeit, infolge deren sie sich bequem fortschaffen und schnell zusammensetzen lassen, und:
2. in ihrer großen Widerstandsfähigkeit gegen Wellenschlag und Strömungen.

Ihre Nachteile dagegen sind:

1. Der hohe Preis des Materiales,
2. die Notwendigkeit einer großen Belastung für die Versenkung,
3. die Zerstörbarkeit durch Rost, bei gußeisernen auch durch Temperatur-Wechsel.

Die Anwendung eiserner Brunnen empfiehlt sich daher hauptsächlich:

1. bei Seebauten, sowie überall, wo der hohe Preis durch den Vorteil, welchen die Möglichkeit schnellster Ausführung bietet, überwogen wird.
2. Für Bauausführungen in Gegenden, in denen die Beschaffung von Ziegelsteinen Schwierigkeiten bereitet, namentlich aber in entlegenen Gegenden, wo es noch an den geeigneten Arbeitskräften zum Mauern fehlt. Letzterem Umstande verdanken sie auch wohl ihre große Beliebtheit in England, wo die Ingenieure, durch häufige überseeische Bauten an dieselben gewöhnt, in der Heimat bisweilen Eisenzylinder auch da angewendet haben, wo dies kaum gerechtfertigt erscheint. In Deutschland dagegen hat man mit Recht weit weniger Gebrauch von ihnen gemacht.

3. Gewichte eiserner Brunnen.

Für die Gewichte runder eiserner Brunnen sind im Anschluß an die vorhin zur Berechnung der Stärke der Wandungen gegebenen Formeln Ausdrücke entwickelt worden. unter folgenden Voraussetzungen:

Bei Brunnen aus Eisenblech werden die wagrechten Verstärkungs-Ringe in rd. 1^{m} Entfernung von einander angebracht, bei gußeisernen in rd. $0{,}5^{m}$. Außerdem sind in je 2^{m} Entfernung von einander senkrechte Versteifungs-Rippen bezw. ∟-Eisen gedacht. Wo Flanschen oder Muffen

schon eine Verstärkung bilden, fallen die Verstärkungs-Ringe bezw. -Rippen fort. Es ist angenommen, daß die Brunnen leer gepumpt werden, daß also von außen der volle Druck zur Wirkung kommt. Dann berechnen sich die Gewichte:

α. für schmiedeiserne Brunnen, die in sehr dichtem Boden stehen, bei denen man als äußeren Druck nur den vollen Wasserdruck zu rechnen hat: ($p = \gamma t$ f. d. Flächeneinh. nach Form. II c S. 321 u. f.)

$$\text{I.}\quad G = 0{,}012\, d\, t \left[1{,}125 + d\left(0{,}000\,125 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0{,}001\, t}} - 1\right)\right].$$

In sehr durchlässigem Boden (grobem Sand, Kies usw.), wo außer dem Wasserdruck der Erddruck wirkt, nach Formel III b; $p = \dfrac{t\gamma}{\cos^2\left(45^\circ - \dfrac{\varphi}{2}\right)}$.

$$\text{II.}\quad G = 0{,}012\, d\, t \left[1{,}125 + d\left(0{,}00014 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0{,}0014\, t}} - 1\right)\right].$$

β. für gußeiserne Brunnen in dichtem Boden:

$$\text{III.}\quad G = 0{,}012\, d\, t \left[2{,}3 + d\left(0{,}00016 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0{,}001\, t}} - 1\right)\right]$$

und für sehr durchlässigen Boden:

$$\text{IV.}\quad G = 0{,}012\, d\, t \left[2{,}3 + d\left(0{,}00018 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0{,}0014\, t}} - 1\right)\right]$$

d = Durchmesser } in cm
t = Tiefe des Brunnens }
k = zulässige Beanspruchung des Materiales auf Druck kg/cm, also etwa 600 bis 700.

D. Hölzerne Senkbrunnen.

Literatur.

Kastengründung bei den Bauten an den Werderschen Mühlen: Zeitschr. f. Bauw. 1864 S. 504. — Gründung der Königl. National-Galerie in Berlin: ebenda 1869 S. 263. — Kastengründung von O. Schmidt: Baugewztg. 1870 S. 118. — Praktische Erfahrungen bei Kastengründungen: ebenda 1870 S. 180. — Gründung mittels hölzerner Kasten usw. in Frankreich: Ann. des trav. publ. 1891 S. 21; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1891 S. 525. — Gründung des Gebäudes f. d. Patentamt in Berlin mittels hölz. Kasten: Zentralbl. d. Bauv. 1892 S. 319. — Gründung d. Bellefontaine-Brücke über den Missouri mit Hilfe hölzerner Senkkasten: Engineering 1895 II S. 296, 364 und 373. — Neue Art der Gründung in sandigem, wasserhaltigem Boden von Calse. Senkkasten mittels Wasserspülung versenkt: Mem. de la soc. des ing. civ. 1901 Sept. S. 562.

Hölzerne Senkbrunnen finden hauptsächlich für Hochbauten Verwendung. Man nennt diese Gründungsart gewöhnlich Kastengründung und wendet sie auch wohl in Fällen an, bei denen die Sohle das Grundwasser nicht erreicht, wo es sich aber darum handelt, einen lockeren, leicht nachstürzenden Boden mit einzelnen Fundament-Pfeilern zu durchteufen; in solchen Fällen brauchen die Wände nicht wasserdicht zu sein.

Bei geringeren Tiefen bestehen die Wände einfach aus senkrecht gestellten 4—5 cm starken Bohlen, die im Inneren durch wagrechte Rahmen mit einander verbunden sind, Fig. 654. Bei größeren Weiten spreizt man die Rahmhölzer der gegenüber liegenden Seiten gegeneinander ab.

Sollen die Senkbrunnen ausgepumpt werden, so müssen die Fugen kalfatert werden. In dieser Weise wurden die Senkbrunnen für die Pfeiler der Eisenbahnbrücke über den Georgs-Vehn-Kanal in der Linie Oldenburg-Leer hergestellt, Fig. 655. Die Wände bestanden aus 7,5 cm starken Bohlen, die am unteren Ende zugeschärft, auf kräftigen wagrechten Rahmen be-

festigt und kalfatert wurden. Die Arbeiten wurden sämtlich am Lande ausgeführt. Der Kasten für den Mittelpfeiler wurde dann auf leichten Rüstungen an seine Stelle geschoben, mit Hilfe von Schiffen versenkt und tüchtig mit Schienen belastet. Da der Boden wenig Wasser durchließ, so wurde die Versenkung zunächst durch Ausgraben unter Wasserhalten bewerkstelligt, bis das Wasser, wenn man aus der oberen undurchlässigen Schicht dem darunter liegenden Sande nahe kam, durchbrach, wonach der Rest der Versenkung durch Baggern bewirkt werden mußte. Nach beendeter Versenkung wurde die Sohle bis etwa zur Höhe der Kanalsohle betoniert, nach genügender Erhärtung des Betons das Wasser ausgepumpt und der Pfeiler im Schutze des Kastens ausgemauert. Die Spreizen, welche während der Baggerarbeiten gehindert haben würden und entbehrlich waren als der Brunnen voll Wasser stand, mußten, während das Wasser ausgeschöpft wurde, wieder eingebracht werden. Nachdem das Mauerwerk bis über Wasser ausgeführt war, wurden die Bohlen der

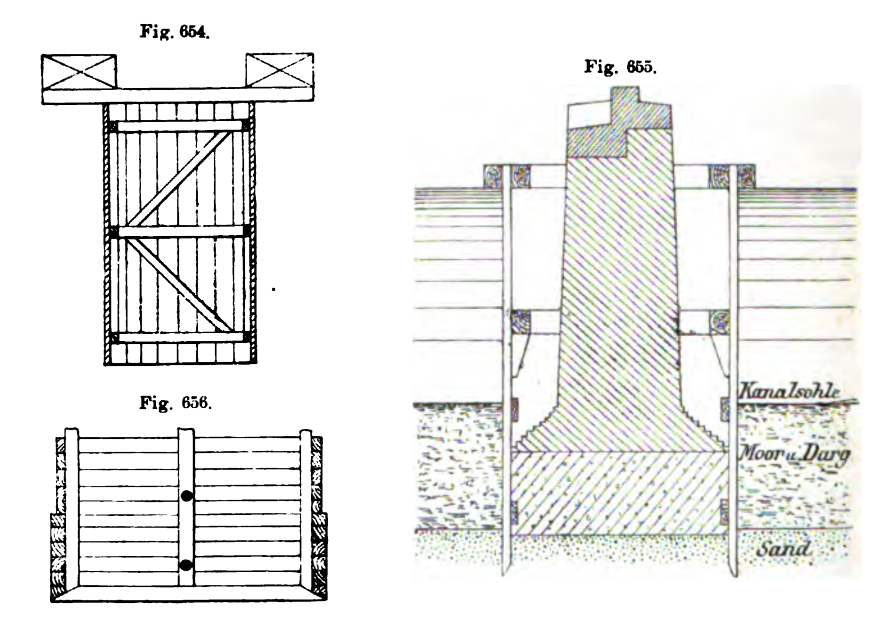


Fig. 654. Fig. 655. Fig. 656.

Brunnenwände von innen oberhalb der Betonierung so weit eingehauen, daß man sie nach Abnahme der Rahmhölzer leicht von oben aus abbrechen konnte.

Hölzerne Brunnen, die für bedeutendere Tiefen bestimmt sind, stellt man auch wohl mit wagrechten Bohlen her, deren Stärke entsprechend dem Erd- und Wasserdruck mit der Tiefe zunimmt, Fig. 656.

Die in den Ecken durch Pfosten verbundenen Bohlen werden bei größeren Weiten auch noch in der Mitte ein oder mehrere Male durch senkrechte Hölzer abgesteift, die mit der gegenüber liegenden Wand verspreizt sind. Wo diese Spreizen störend sind, wendet man zur Aussteifung der senkrechten Hölzer auch wagrechte Rahmen an.

Die Berechnung der notwendigen Stärken der einzelnen Teile hölzerner Brunnen ergibt sich in derselben Weise aus dem Erddruck p wie bei den eisernen mit geraden Wänden.

Als Ersatz für massive, auf Pfahlrosten stehende Pfeiler, die sich durch die Erschütterung der über die Brücke fahrenden Züge verschoben hatten,

wandte man auf der Bahn Chicago—Burlington—Quincy hölzerne Senkbrunnen nach Fig. 657—659 an. Dieselben bestanden aus Kanthölzern, die wie Faßdauben um kreisförmige I-Eisen befestigt waren. Die Röhren wurden nach Versenkung bis zum ersten Eisenring im Inneren derselben mit Beton, und darüber einfach mit Sand gefüllt. Auf diesen hölzernen Zylindern ruht unmittelbar der eiserne Oberbau.[1])

Noch sei einer eigentümlichen hölzernen Brunnen-Konstruktion Erwähnung getan, welche in Les ann. des trav. publ. 1891 Fevr. mitgeteilt und abgebildet ist. Dieselbe bewährte sich bei weichem Lehm und Torf, der über der zu erreichenden Sandschicht lag.

Der Kasten hat 4 m Höhe bei 10,15 m Länge und etwa 4—5 m Breite, ist aus einer inneren schrägen, und äußeren, senkrechten Bohlenwand mit Aussteifungen durch Balkenwerk gebildet und unten an der Schneide durch Eisen armiert. Die Längswände sind miteinander durch Holzanker verbunden. Der Hohlraum zwischen den beiden Bohlenverkleidungen wurde zu unterst auf 1 m Höhe mit Beton, darüber mit Mauerwerk ausgefüllt. Der Brunnen war oben überwölbt, sodaß nur drei rechteckige Schachte übrig blieben. Der Bodenaushub geschah unter Wasserhaltung. Nachher wurde der Hohlraum unten ausbetoniert, oben ausgemauert. Preis des Fundamentes 30,92 fr./cbm.

Fig. 657. Fig. 658. Fig. 659.

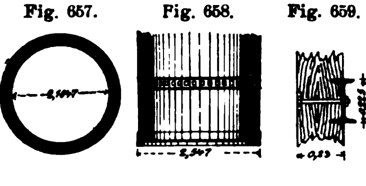


Fig. 660a.

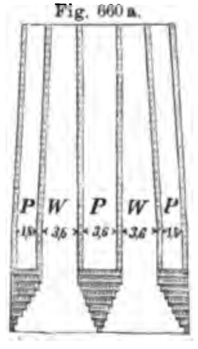
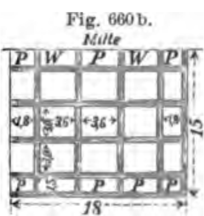


Fig. 660a und 660b zeigen die großen hölzernen Brunnen für die Pfeiler der Hudson-Brücke bei Poughkeepsie.

Die Brunnen sind 30 m lang, 18 m breit und zerfallen in eine Anzahl von lotrechten Schächten P und W, welche durch 0,6 m starke Holzscheidewände von einander getrennt sind. Sie wurden am Ufer gebaut, schwimmend an Ort und Stelle gebracht und dort verankert. Die Holzwände sind aus übereinander gelegten Balken gebildet, Die Abteilungen P hatten Holzböden und wurden bei der Versenkung mit Beton bezw. Kies gefüllt und belastet. Die Abteilungen W, welche ohne Böden waren, dienten als Baggerschachte. War der tragfähige Baugrund erreicht, so wurden auch sie ausbetoniert, die Oberfläche durch Taucher abgeglichen und der Holzrost gelegt, auf welchem der eigentliche Pfeiler im Schutze kleiner Senkkasten aufgebaut ist. Die Unterkante der Senkkasten liegt an der tiefsten Stelle 30,5 m unter Hochwasser.

Fig. 660b.



E. Senken der Brunnen.

Bei Gründungen auf dem Lande gräbt man in der Regel den Boden bis zum Grundwasserspiegel ab, verlegt den Brunnenkranz auf der eingeebneten Sohle der Baugrube, beginnt mit der Aufmauerung und demnächst mit der Ausschachtung oder Baggerung.

Findet die Gründung im Wasser statt, so muß man zunächst Vorkehrungen treffen, um den Grund zu erreichen. In stehendem oder langsam fließendem Wasser von mäßiger Tiefe geschieht dies häufig am billigsten durch Anschüttung einer künstlichen Insel aus Sand,

[1]) Jedenfalls eine sehr vergängliche Konstruktion über Wasser und in der Wasserlinie, unter Wasser mit oberem Abschluß durch Beton aber ganz zweckmäßig, wenn gegen Eisgang geschützt. (Railroad Gazette und Les ann. des trav. publ. 1886 oder 87.)

Fig. 588 u. 594, 595, auf welcher der Brunnenkranz verlegt wird. Nach erfolgter Aufmauerung wird dann der Brunnen durch die künstliche Schüttung hindurch in den gewachsenen Boden gesenkt. Die Insel dient gleichzeitig als erwünschter Arbeitsplatz.

Bei größeren Tiefen, oder wenn die Entfernung vom Lande zu groß und infolge dessen die Anschüttung zu teuer werden würde, oder endlich in rascher Strömung, wo die Schüttung einer Insel nur möglich wird, wenn die Baustelle vorher durch eine Spundwand Fig. 594, 595 u. 662 abgeschlossen ist, bewirkt man die Versenkung auf die Sohle meistens billiger von Gerüsten aus. Diese können entweder feste, auf eingerammten Pfählen stehende, oder auch schwimmende, auf zwei zusammen gekuppelten Fahr-

Fig. 661.

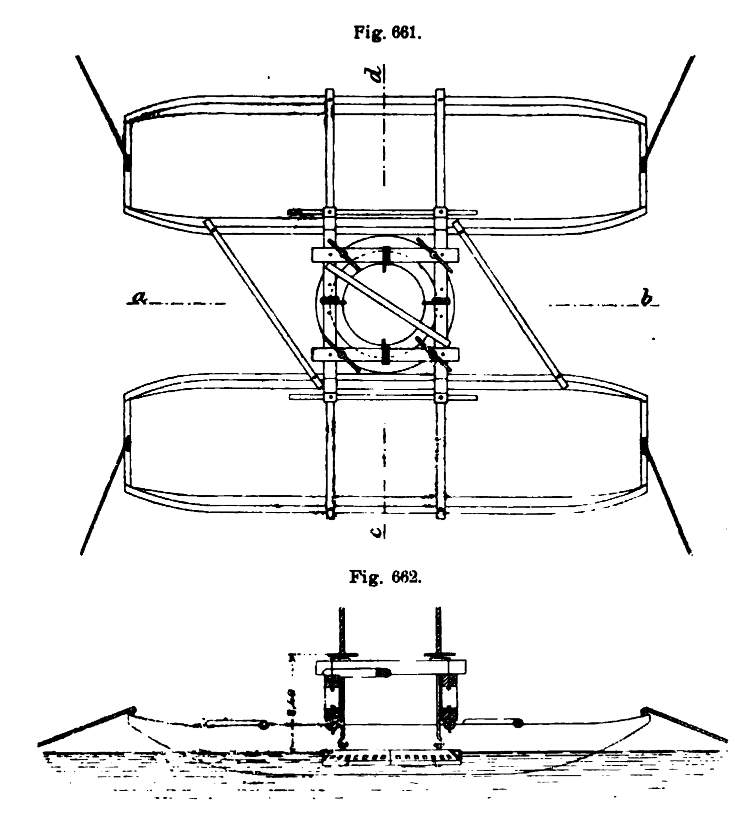


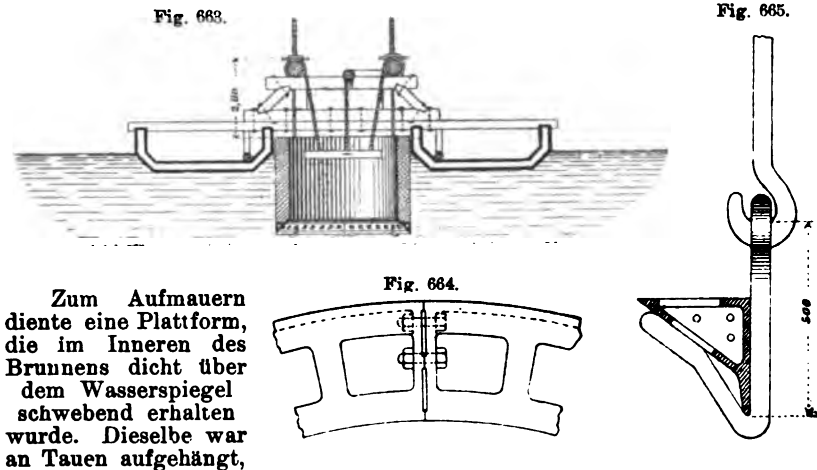
Fig. 662.

zeugen errichtete, sein. Letztere sind in der Regel vorzuziehen, wenn eine größere Anzahl Brunnen gesenkt werden muß, da man dann für alle dasselbe Gerüst benutzen kann, sodaß sich die Kosten der Schiffe auf alle Brunnen verteilen. Hat man dagegen nur 1 oder 2 Brunnen (für 1 Pfeiler) zu gründen, so werden leichte, feste Rüstungen dann billiger, wenn man nicht Kähne vorteilhaft mieten kann.

Das Hinablassen gemauerter Senkbrunnen auf den Grund an den Gerüsten erfolgt in der Regel mittels Schrauben-Spindeln, wiewohl sich auch Differenzial-Flaschenzüge oder — bei geringeren Gewichten — gewöhnliche Flaschenzüge sehr wohl eignen; doch haben erstere den Vorzug größerer Sicherheit beim Anhalten der Last in einer beliebigen Stellung.

Diese Senkungs-Einrichtungen sind den geringeren Lasten entsprechend meistens einfacher eingerichtet als diejenigen für die Senkkasten von Luftdruck-Gründungen.

In den Fig. 661 bis 665 ist ein Senk-Apparat dargestellt, der für den Bau einer Brücke in der Eisenbahnstrecke Rüttenscheid—Steele benutzt wurde. Zwischen 2 Fahrzeugen hängt der Brunnen an 4 Spindeln, die durch Schraubenschlüssel von 0,6 m Länge von 4 Arbeitern nach Bedarf möglichst gleichmäßig gedreht werden. Die Einrichtung zum Aufhängen des Brunnens besteht aus 4 Haken aus Schmiedeisen, die sehr kräftig gearbeitet sind, Fig. 665. Der senkrechte Hakenschenkel läuft oben in ein Auge aus, in welches das untere hakenförmige Ende der Spindel greift. Die Brunnen sind auf einem gußeisernen Kranz, Fig. 664 und 665 aufgemauert; steht der Kranz auf dem Grunde, so werden die Spindeln ausgehakt und hochgezogen, während die kurzen Haken verloren gehen.


Fig. 663. Fig. 664. Fig. 665.

Zum Aufmauern diente eine Plattform, die im Inneren des Brunnens dicht über dem Wasserspiegel schwebend erhalten wurde. Dieselbe war an Tauen aufgehängt, welche über gewöhnliche Haspel liefen, Fig. 663.

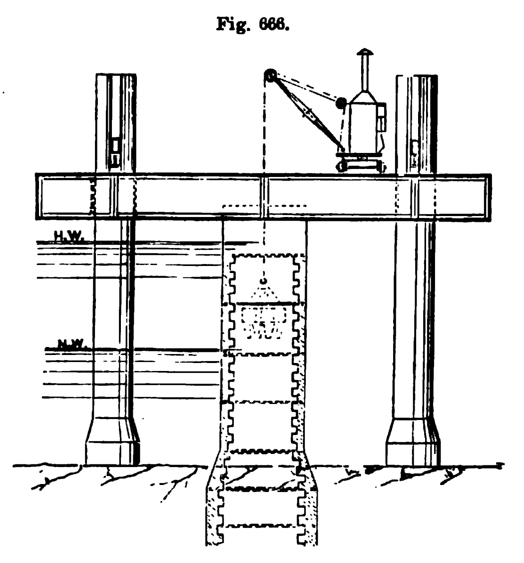
Die Schiffe können gleichzeitig als Ort zum Bereiten des Mörtels usw. benuzt werden.

Anstatt Haken anzubringen, die unter den Brunnenkranz greifen, trifft man auch die Einrichtung, daß man an den Kranz Ösen anschraubt, oder daß man durch den Brunnenkranz Eisenstangen greifen läßt, die man unten durch Muttern befestigt und an die oben die Spindeln mit Bolzen festgemacht werden. Diese Eisenstangen gehen verloren, dienen aber gleichzeitig als Anker für das untere Mauerwerk. Von noch anderweiten Einrichtungen zum Aufhängen von Brunnen und ähnlichen Körpern, die beim Grundbau dienen, wird in dem weiterhin folgenden Abschnitt über Luftdruck-Gründungen bei Besprechung der Senkkasten ausführlicher die Rede sein.

Ein sehr zweckmäßiges Gerüst zum Senken von Röhrenpfeilern kam beim Bau der neuen Tay-Brücke zur Anwendung. Dasselbe besteht aus einem Prahm mit 4 Füßen (Fig. 666 bis 668), welche durch hydraulische Pressen (Fig. 668) höher oder tiefer gesenkt werden können. Der Prahm wird schwimmend mit genügend hochgezogenen Füßen über die Verwendungsstelle gefahren, hier möglichst genau an der richtigen Stelle verankert und dann auf die Füße gestellt, indem man diese zunächst auf den Grund läßt und alsdann den Prahm mit den Pressen auf den Füßen so weit außer Wasser hebt, daß der Wellenschlag ihn nicht mehr belästigen kann. Pumpe und Akkumulator für die hydraulischen Pressen befanden

sich auf dem in einzelne wasserdichte Abteilungen geteilten Prahm. Die 4 Füße konnten einzeln gesenkt oder gehoben werden; sie bestanden aus Eisenrohren, waren unten offen, aber etwas verstärkt. War der Prahm genug gehoben, so wurde er an den Füßen durch Keile festgestellt. Derartige Gerüste sind 4 vorhanden gewesen, die sich sehr gut bewährten.[1])

Fig. 666.



Für den neuen Kaiserhafen in Ruhrort wurden als Fundamente der Kaimauern gemauerte Senkbrunnen in großer Zahl (36) von 4 auf 5 m Grundrißfläche gesenkt. Man wandte dabei, so weit es anging (höchstens bis 4,12 m im Mittel 3 m unter dem Spiegel des Außenwassers), Ausschachtung mittels Wasserhaltung, demnächst Vertikalbagger und für die letzten 0,3 m etwa Sackbohrer an.

Fig. 667.

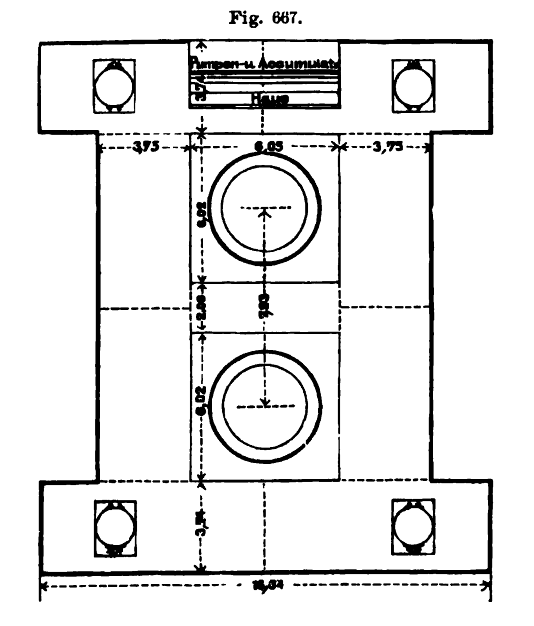
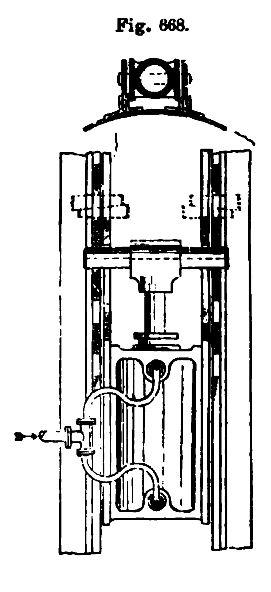


Fig. 668.



[1]) Dies Gerüst findet sich näher beschrieben und abgebildet in Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 58 u. Baltzer (Abbildungen von dort entnommen); Génie civil 1885 S. 278; Les ann. des trav. publ. 1885, S. 1388; Scientific American 1886 S. 15.

Die Ausschachtung erforderte auf den Tag

3 Mann im Brunnen zu 7 M.	= 21,00 M.
2 „ oben an der Winde zu 3 M. .	= 6,00 „
1 „ zum Ausschütten des Bodens aus dem Eimer in den Prahm .	= 3,00 „
1 Maschinenwärter für den Kreisel von 20,5 cm Rohrdurchmesser (12 PS) . .	= 4,50 „
1 Heizer desgl.	= 2,50 „
Nur für Arbeitslohn	37,00 M.

Die tägliche Senkung schwankte zwischen 0,02 und 1,55 m und betrug durchschnittlich 0,57 m. Der Erfolg wuchs mit der Übung der Leute um 50%. 5 Brunnen wurden ausschließlich in dieser Weise gesenkt.

Der verwendete Vertikalbagger für Handbetrieb hatte Eimer von 0,05 cbm Fassung. Er erforderte zur Bedienung:

1 Baggermeister	= 5,00 M.
6 Mann an den Kurbeln zu 3 M.	= 18,00 „
1 „ an der Schütttrinne . .	= 3,00 „
Zusammen	26,00 M.

Tägliche Leistung: 0—0,97 im Durchschnitt 0,28 steigende Meter Brunnen versenkt. Der Sackbohrer endlich faßte 0,02 cbm. Er wurde von 2 Arbeitern bedient und hauptsächlich angewendet, um die Brunnen gerade zu richten. Senkung 0 bis 0,15 m, im Mittel 0,04 m.

Fig. 669.

Die Entfernung der Brunnen betrug 8 m von Mitte zu Mitte. Gründungstiefe bis — 3,3 Oberkante Mauer + 6,25. Sohlentiefe vor der Mauer — 1,25, Kosten für 1 lfd. Meter Mauer 560 M. Inhalt der Mauer für 1 lfd. Meter 17,87 cbm.

Ein steigendes Meter Brunnen zu senken kostete rd. 120 M. (Selbstkosten).[1])

Bei sehr bedeutenden Wassertiefen kann man gemauerte Brunnen auch durch Einfügung eines wasserdichten Bodens, der später leicht entfernbar ist, in einen Schwimmkörper verwandeln. Ein solcher Boden läßt sich leicht aus Holzklötzen, die man mit etwas Stich nach unten gewölbeartig zusammensetzt und kalfatert, bilden, wie dies in Fig. 669 dargestellt ist. Die Ausführung ist dabei in folgender Weise zu denken:

Der Brunnenkranz mit dem eingepaßten und dicht gemachten Boden wird an Tauen leicht zwischen 2 Schiffen aufgehängt, und auf ihm mit dem Mauern begonnen.

Die Stärke des Mauerwerkes wird so gewählt, daß das Gewicht des von demselben verdrängten Wassers größer ist, als das Gewicht des Mauerwerkes, sodaß der Brunnen sehr bald schwimmt. Die Taue können dann entfernt werden oder bleiben nur noch zur Führung an ihrer Stelle. Hat der Brunnen den Grund erreicht, so läßt man ihn voll Wasser laufen, wodurch der Boden entlastet wird. Man zerstört denselben jetzt von oben aus, wonach die Klötze aufschwimmen und entfernt, bezw. abermals verwendet werden können.

[1]) Näheres über die Ausführung in der Zeitschr. f. Bauw. 1889 S. 255.

Eiserne Brunnen sind ihrer Leichtigkeit wegen noch bequemer zu handhaben. Man senkt sie entweder in einer der vorhin beschriebenen Weisen oder auch, wenn sie, wie z. B. gußeiserne, glatte Außenflächen haben, noch einfacher dadurch, duß man sie zwischen Balken, die man wie Bremsklötze mit Schrauben gegen ihre Außenwände drückt, langsam auf den Grund gleiten läßt.

Bei dieser Anordnung muß man aber die Zylinder, bevor man die Brems-Vorrichtung löst, soweit zusammen geschraubt haben, daß sie bis zur Sohle reichen, damit man nicht nötig hat, die Arbeit behufs Verlängerung der Zylinder zu unterbrechen. Eine solche Unterbrechung durch Anziehen der Bremsen ist allerdings ausführbar, kann aber leicht mißglücken und es ist ihre Anwendung daher dringend zu widerraten.

Das Versenken der Brunnen in den Boden geschieht, je nach der Dichtigkeit desselben, entweder durch Graben, unter Entfernung des Wassers durch Pumpen oder durch Baggern. In Ton, Lehm, Darg, lehmigem Sand usw., kann man das unmittelbare Ausgraben häufig mit Erfolg bis zu großen Tiefen vornehmen, ohne die Gefahr eines zu großen Bodenzudranges von außerhalb. Bei reinem Sand ist das Auspumpen dagegen, wenn nicht unmöglich, so doch nicht rätlich, weil es bei größeren Tiefen teurer als das Baggern wird. Hat man Brunnen mittels Ausschachtens unter Wasserhaltung gesenkt, so wird Sandboden durch das heftige Pumpen oft in Triebsand verwandelt. Man darf dann nach beendeter Versenkung nicht sofort mit dem Mauern beginnen, sondern muß dem Sand erst etwas Zeit zur festen Lagerung gewähren, indem man den Brunnen voll Wasser laufen läßt und womöglich den Wasserspiegel im Brunnen über den des Außenwassers hebt, so daß eine Strömung durch den Grund in der Richtung von innen nach außen entsteht. Hat der Sand sich wiederum fest gelagert, so muß zunächst unter Wasser eine dichte Betonsohle hergestellt werden, und erst nach deren Erhärtung darf man auspumpen und die Mauerarbeiten beginnen.

Als Pumpen für Senkungsarbeiten eignen sich alle diejenigen, welche wenig Raum in Anspruch nehmen und schnell aufgestellt werden können. Aus diesem Grunde ist die Kreiselpumpe trotz ihrer sonstigen Vorzüge hier nicht sehr zu empfehlen. Bei tiefen Brunnen ist dieselbe auch ihrer geringeren Saughöhe wegen wenig anwendbar. In der Regel ist es zu empfehlen, zum Baggern überzugehen, wenn der Zudrang des Wassers zum Brunnen so stark wird, daß zur Bewältigung desselben eine Kreiselpumpe erforderlich wäre.

Ähnlich wie mit den Pumpen, verhält es sich mit den Baggerapparaten. Auch von diesen sind in erster Linie diejenigen zu empfehlen, welche wenig Raum einnehmen, sowie schnell aufzustellen und wieder zu entfernen sind, namentlich die Greiferbagger.

Einen wesentlichen Einfluß auf den günstigen Verlauf der Senkungsarbeiten übt das Gewicht der Brunnen aus, welches mindestens so groß sein muß, daß die an den Seitenwänden stattfindende Reibung überwunden wird.

Zur Verminderung der Reibung zieht man, wie früher erwähnt, die an und für sich möglichst glatt hergestellten Seitenwände des Brunnens ein und macht die Wände bei gemauerten Brunnen so stark, als es ein bequemes Arbeiten mit den Baggern gestattet. Bei eisernen und hölzernen Brunnen dagegen muß man stets bedeutende Belastungen zu Hilfe nehmen. Zur annähernden Berechnung des notwendigen Gewichtes dienen die früher auf S. 123 und 124 mitgeteilten durchschnittlichen Reibungswiderstände, welche Wände aus Mauerwerk, Eisen oder Holz in verschiedenen Erdarten erfahren. Zur künstlichen Belastung eignen sich Eisenbahnschienen besonders gut, sowohl wegen des großen Gewichtes, als auch aus dem Grunde, daß sie sich sehr bequem aufbringen lassen. Um das frische Mauerwerk nicht zu beschädigen, empfiehlt es sich, unter die Schienen eine Holz-

unterlage zu bringen. Anstatt der Schienen wendet man auch wohl Belastung durch Steine oder durch mit Wasser gefüllte Gefäße an.

Um die Belastung der Brunnen nicht unnötig hoch heben zu müssen, empfiehlt es sich, über die Brunnenränder starke Hölzer zu strecken und an diesen mittels Schrauben Plattformen aufzuhängen, die unmittelbar über der Bodenfläche liegen und mit der Belastung (Schienen, Steine oder Erde) beschwert werden, Fig. 670. Man hat dann nur nötig, die Schrauben anzuziehen, wenn die Plattformen anfangen, den Boden zu berühren. Man kann in dieser Weise auch sehr gut eine einseitige Belastung herstellen, indem man die Plattform nur auf derjenigen Seite schwebend erhält, auf welcher Last erforderlich ist. Anstatt der Schraubenspindeln kann man auch einfache eiserne Bügel, Ketten oder Taue anwenden, die man durch Keile straff zieht.

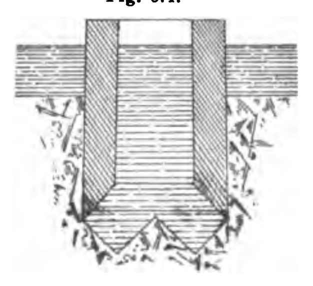
Fig. 670.

Sind Gerüste mit eingerammten Pfählen um die Brunnen gestellt, so hat man wohl auch den Widerstand, den diese dem Ausziehen entgegensetzen, zur Belastung, namentlich eiserner Senkbrunnen verwendet. Zu dem Ende hat man Wagenwinden, hydraulische Pressen oder dergl. auf den Rand des Brunnens gestellt und dieselben gegen mit den Pfählen verankerte Teile der Rüstung wirken lassen, um auf diese Weise den Brunnen in den Grund zu drücken.

Bei Versenkungen in Sandboden hat die Belastung einen sehr großen Einfluß auf die Menge des zu baggernden Bodens. Ist dieselbe ungenügend, so kann die geförderte Bodenmenge bis auf das 2- und 3-fache des durch den Brunnen verdrängten Bodens steigen, sodaß in der Nähe befindliche weniger tief gegründete Bauwerke gefährdet werden.

Man kann die Belastung daher nicht leicht zu groß machen und hat sein Augenmerk darauf zu richten, ein zu häufiges Auf- und Abbringen derselben zu vermeiden und diese Arbeiten in möglichst billiger Weise zu bewerkstelligen. Bei Erdarten von größerer Kohäsion ist der Einfluß der Belastung weniger groß.


Fig. 671.



Wie man das Eindringen des Bodens von außerhalb bei geraden Seitenwänden zu vermindern sucht, ist bereits S. 299 mitgeteilt. Eine weitere Anordnung, die sowohl bei geraden, als auch bei runden Brunnen von guter Wirkung ist, besteht darin, daß man den Boden möglichst nahe rundum den Rand herum zu entfernen sucht, während man ihn in der Mitte stehen läßt, Fig. 671; diese Einrichtung läßt sich aber nur bei großen Brunnen durchführen. Je kleiner der natürliche Böschungswinkel des Bodens und je geringer die Kohäsion desselben ist, desto gefährlicher wirken auch Erschütterungen in der Nähe der Brunnen auf den Fortschritt der Senkungs-Arbeiten. So kann bei Triebsand und Schlamm das Gleichgewicht, welches zwischem dem viel leichteren Wasser im Inneren und dem schwereren Boden außen nur durch die geringe Reibung und Kohäsion der Erdteilchen untereinander und an den Brunnenwänden aufrecht erhalten wird, durch das Fahren eines schweren Wagens in der Nähe des Brunnens oder durch Rammschläge plötzlich aufgehoben werden, sodaß der Boden unter dem

Rande hindurch in den Brunnen hoch aufsteigt. Bei derartigen Erdarten wird man daher alle Erschütterungen fern zu halten suchen müssen.

Werden für ein Fundament mehrere Brunnen sehr nahe bei einander versenkt, so muß man dieselben bei Sandboden möglichst gleichzeitig in Angriff nehmen und stets gleich tief zu erhalten suchen.

Zwei neben einander versenkte Brunnen nähern sich während der Versenkung gegenseitig. So betrug die Annäherung der Brunnen für die Pfeiler der Elbbrücke bei Barby, die 8,7 ^{m} tief versenkt wurden, bei 0,8 ^{m} anfänglicher Entfernung schließlich nur 0,4 ^{m}.

Stehen mehr als 2 Brunnen in einer Reihe, so werden selbstverständlich nur die beiden äußersten heranrücken. Die Annäherung wird desto größer sein, je geringer der Abstand der Brunnen von einander ist, und je größer die unter dem Rande der Brunnen von außen eindringende Bodenmenge ist. Diese wächst aber, wie bereits erwähnt, mit abnehmendem natürlichen Böschungswinkel und abnehmender Belastung der Brunnen. Nach diesen Gesichtspunkten wird man daher in Fällen, wo eine Annäherung störend wirkt, seine Maßregeln zu treffen haben.

Hat man, wie z. B bei Kaimauern, eine große Reihe Brunnen nebeneinander zu versenken, so kann man, um ein Schiefstellen derselben zu vermeiden, so verfahren, daß, wenn man sich sämtliche Brunnen fortlaufend numeriert denkt, zunächst die Brunnen mit ungeraden Nummern zur vollen Tiefe senkt und erst dann die mit geraden Nummern nachholt.

Durch die Annäherung der Brunnen beim Senken ist gleichzeitig eine Neigung benachbarter Brunnen gegeneinander bedingt, der man von vornherein durch größere Belastung der Außenseiten vorbeugen kann. Um die Stellung der Brunnen gegen die Wagrechte stets beurteilen, sowie um die Senkungs-Fortschritte bemessen zu können, bringt man 3 oder 4 Meßlatten am inneren oder äußeren Umfange an; oder auch, man zeichnet unmittelbar auf der Mantelfläche mit Ölfarbe Maßstäbe.

Die Kosten der Brunnensenkung wachsen bedeutend mit der Tiefe, weil einesteils mit der zunehmenden Reibung die Belastung gesteigert werden muß, anderseits infolge des großen Erddruckes mehr Boden eindringt und endlich dieser Boden auch höher zu heben ist. Über Durchschnittspreise, welche bei Benutzung verschiedener Baggerapparate auf verschiedenen Baustellen gezahlt wurden, sind bereits an früherer Stelle, soweit dies möglich war, Angaben gemacht worden. Es folgen hier noch eigene Erfahrungen, die über die Zunahme des Preises mit der Tiefe bei dem Elbbrückenbau in Dömitz gemacht wurden.

Der Boden bestand dort aus Sand von verschiedener Korngröße. Die Brunnen wurden mit Schienen gehörig belastet und mit Hilfe von Sackbaggern bis zu 7 ^{m} in den Boden gesenkt. Wenn die Arbeiter annähernd gleichen Tagelohn verdienen sollten (3,3 bis 3,6 M/Tag), so steigerten sich die Kosten für 1 ^{cbm} verdrängten Boden nach dem Verhältniss: $\frac{t_2}{t}\left[6{,}5 + (2t - t_2)\,0{,}8\right]$ M., wenn man den Durchschnitt aus allen Brunnen zu Grunde legt. Einzelne Brunnen wurden besonders teuer, weil Buschwerk und dergl. zu beseitigen war. Bei diesen allein würde die Preissteigerung sich ausdrücken durch: $\frac{t_2}{t}\left[15 + (2t - t_2)\,1{,}9\right]$. Dagegen bei denjenigen, deren Versenkung ohne alle Hindernisse von statten ging, durch: $\frac{t_2}{t}\left[4{,}75 + (2t - t_2)\,0{,}6\right]$.

Es bedeutet t_2 die Versenkungstiefe unter die Oberfläche des Bodens und t die Versenkungstiefe unter den höher gelegenen Wasserspiegel. Bei Landpfeiler-Gründungen wird $t_2 = t$ und der mittlere Preis für 1 ^{cbm} verdrängten Boden wird $6{,}5 + 0{,}8\,t$.

In dem Preise sind die Kosten für die Apparate und die Belastung der Brunnen mit einbegriffen.

Die große Preissteigerung durch verhältnißmäßig leichte Hindernisse warnt vor der Anwendung der reinen Brunnengründung bei schwierigem Boden.

Der obige mittlere Ausdruck bildet das letzte Glied der auf S. 185 zu Va. mitgeteilten Formel zu überschläglicher Bestimmung der Kosten von Brunnen-Gründungen. Ist dieser Preis auch nur aus Beobachtungen bei Arbeiten mit den einfachsten Einrichtungen gewonnen, so muß derselbe dennoch auch für andere Baggerapparate einschließlich deren Tilgungskosten ausreichend erscheinen. Denn wenn die Arbeit mit letzteren teurer werden sollte, so würde ihre Anwendung den einfachen Einrichtungen gegenüber nicht zu rechtfertigen sein.

VI. Luftdruck-Gründung.

Literatur.

Größere zusammenhängende Arbeiten:

Reisebericht von Malèzieux über amerikanische Bauten: Ann. des ponts et chauss. 1879 Nr. 12. — Arbeit von Séjourné, viele statistische Angaben: ebenda 1888 Februar. — Le génie civil 1884; t. IV, Nr. 9, 10, 11, 18, 14, 16, 17. — L. Brennecke. Über die Methode der pneumat. Fundierungen. — Oskar Kranz. St. Petersburg, Liteinyj-Prospekt Nr. 25. — Handbuch der Ingen.-Wissensch. Bd. I, 8. Abt., 8. Aufl. 1900. — Fr. Rziha. Eisenbahn-Ober- und Unterbau Bd. II. — Klasen. Handbuch der Fundierungs-Methoden. — Hagen. Wasserbau.

Anderweite Arbeiten:

Schmoll v. Eisenwerth, Mitteilungen über pneumat. Fundierungen und Erfahrungs-Resultate über die dabei vorkommenden Reibungs-Widerstände: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1877 Heft 10; Ann. des ponts et chauss. 1888 Fevrier; Le génie civil 1888, t. IV Nr. 4 und 5. — L. Brennecke; über die Grenzen der vorteilhaften Verwendung der bei größeren Brücken gebräuchlichsten Fundierungs-Methoden: Deutsche Bauztg. 1882 S. 589 u. ff. — L. Brennecke; Beitrag zur Statistik der Fundierungs-Kosten großer Brücken: Zeitschr. d. Arch. u. Ingen.-Ver. zu Hann. 1882 Heft 4. — Christophe: Nouv. Ann. de la Constr. 1895 S. 98, 118, 187, 156, 178. — Senkkasten-Gründung mit Preßluft: Allgemeine Besprechung, Senkkasten, Einsteige- und Förderschleusen: Revue techn. 1902 S. 186, 196; Le génie civ. 1895 S. 827. — L. Anspach: Notice sur les fondations par l'air comprimé usw. Bruxelles 1880. — Druckluft-Gründungen von Zschokke: Fortschritte der Ingen.-Wissensch. 1896 Heft 1.

A. Allgemeines.

Die charakteristische Eigentümlichkeit der Luftdruck-Gründung besteht darin, daß bei derselben das Wasser aus der Baugrube nicht durch Pumpen beseitigt, sondern durch Preßluft verdrängt wird. Gewöhnlich wird ein unten offener, an den Seiten und oben geschlossener hohler Körper durch eingeführte verdichtete Luft wasserfrei gehalten und durch unmittelbares Ausgraben des Bodens in den Grund gesenkt. Der hohle Körper, Senkkasten oder Caisson genannt, wird aus Eisen, Mauerwerk oder Holz hergestellt. Besteht derselbe aus Eisen, so trägt er entweder über seiner Decke das gemauerte Fundament, welches mit der fortschreitenden Versenkung aufgemauert wird; oder er bildet auch nur, ähnlich den eisernen Brunnen, eine bis über Wasser reichende Hülle, in deren Schutz nach beendeter Versenkung der eigentliche Fundamentkörper ausgeführt wird. Diese letztere Anordnung war in früheren Zeiten gebräuchlicher, wird aber neuerdings nicht mehr häufig angewendet, weil sie, besonders wegen der erforderlichen großen Belastungen, unbequem ist. Wird der Senkkasten aus Mauerwerk oder Holz hergestellt, so ist er stets ein wirklicher Teil des Fundamentes, welches auf seiner Decke während der Senkung aufgeführt wird.

Eine andere Form der Luftdruck-Gründung ist Taucherglocken-Gründung, bei welcher der Senkkasten nur dazu dient, um unter seinem Schutze das Fundament aufzumauern (siehe weiter unten Abschn. B.).

Zur Vermittlung des Verkehres zwischen der verdichteten Luft im Senkkasten und der gewöhnlichen atmosphärischen Luft dienen sogenannte Luftschleusen, die entweder unmittelbar über oder unter der Decke

des Senkkastens in Schächten sich befinden, welche man zu diesem Zweck im Mauerwerk ausspart, oder die auch ganz oben über Wasser liegen und mit dem Senkkasten durch eiserne besteigbare Schachtrohre in Verbindung sind. Die wesentlichen Bestandteile einer Luftschleuse sind 2 Klappen, von denen die eine den Verkehr mit der freien Luft, die andere denjenigen mit dem Raume der verdichteten Luft, dem Senkkasten, vermittelt, sowie 2 Hähne, welche vom Inneren der Schleuse aus geöffnet werden können. Der eine steht mit der verdichteten Luft, der andere mit der äußeren Atmosphäre in Verbindung; durch ersteren füllt man die Schleuse, nachdem man die nach außen führende Tür geschlossen hat, mit verdichteter Luft, worauf die zum Senkkasten führende Klappe geöffnet werden kann. Durch letzteren läßt man die in der Schleuse enthaltene verdichtete Luft, nach Schluß der zum Senkkasten führenden Klappe, entweichen, um alsdann durch die andere Klappe in das Freie gelangen zu können. Ersteren Vorgang bezeichnet man durch „Einschleusen“, letzteren durch „Ausschleusen“.

B. Senkkasten.

Wie oben bereits erwähnt, werden die Senkkasten hergestellt aus: a. Eisen, b. Mauerwerk oder Beton, c. Holz.

a. Senkkasten aus Eisen.

Literatur.

Trockendock von Toulon: Ann. industrielles 1878, Juni und August. Zentralbl. d. Bauv. 1881 Nr. 6 und 7. — Wolga-Brücke bei Sysseran: Engineering 1880 II S. 10 ff. — Brücke über die Mita in Rußland: ebenda 1882 I S. 422. — Fußgänger-Brücke über die Seine bei Passy: ebenda 1881 I S. 148; Nouv. ann. de la constr. 1880 Dezbr. — Düna-Brücke bei Riga: Nouv. ann. de la constr. 1875 Dezbr. — Eisenbahnbrücke über die Yonne (gußeiserne Röhrenpfeiler): ebenda 1876. — Die Eisenbahn 1881 S. 16 und 22. — Seefehlner über die Donau-Brücke der Budapester Verbindungs-Bahn: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1877. — Kaimauer bei Antwerpen: Zentralbl. d. Bauv. 1884, S. 181; Ann. des ponts et chauss. 1888. — Bau der Dnjepr-Brücke bei Jekaterinoslaw: Engineering 1885 Jan. 16., 23. und 30.; Wochenschr. d. österreich. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884 S. 333—335. — Luftdruck-Gründung des Gebäudes des Magasin du printemps in Paris: Deutsche Bauztg. 1886 S. 335. — Ausführliche Beschreibung der Gründung des Leuchtturmes auf dem roten Sande in der Wesermündung (vergl. Grundbau an späterer Stelle): Zentralblatt der Bauverwaltung 1886 S. 1, 2, 13 und 14. — Gründung des Eifelturmes in Paris. Eiserne Senkkasten mit Blechmantel über der Decke. Vorwiegend Beton verwendet, nur in den Konsolen und um die Schachtrohre Mauerwerk. In den Luftschleusen Doppeleimer. 1 aufsteigend, 1 abwärts gehend. — Scientific American 1887 S. 9687. — Zahlreiche Arbeiten über Entwürfe für eine Brücke zwischen Frankreich und England: The Engineer 1889 S. 265; Génie civil 1889 Bd. XV S. 589; Zentralblatt der Bauverwaltung 1889 S. 458—60, 471—72, 479—82; Deutsche Bauztg. 1890 S. 65—67, 93—94; Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1890 S. 496; Engineering 1892 II S. 373; Der Techniker 1892 Jahrg. XV S. 18; Ann. industr. 1892 S. 797; Génie civil 1893 S. 156; Engineer 1893 S. 85. — Seine-Brücke bei Manoir: Génie civil 1893 Bd. XXIII S. 297. — Bonar-Brücke über den Dornoch in Schottland: Engineering 1893 II S. 236 und 298. - Neue Straßenbrücke über den Tyne bei Newburn. Gußeiserne Zylinder von 1,5 m Durchmesser. Größte Länge der Zylinder 27 m, 21,5 m unter H.W. gesenkt. Nachher mit Beton ausgefüllt: Engineer 1893 II S. 215. — Luftdruck-Gründung eines Pfeilers einer Drehbrücke über den Kaiser Wilhelm-Kanal: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1894 S. 1076. — König Carls-Brücke zwischen Stuttgart und Cannstatt: ebenda 1895 S. 153; Zeitschr. f. Bauw. 1895 S. 62. — Gründung der Pfeiler der Brücke bei Tourville und Oissel: Nouv. ann. de la Constr. 1895 S. 50. — Brücke über den Clyde bei Rutherglen: The Engineer 23. Aug. 1895 S. 188. — Gründungsarbeiten der neuen Kaianlage zu Bordeaux: Ann. des ponts et chauss. 1896 Juni S. 696. — Gründung des Schleusenhauptes am Wiener Donau-Kanal: Zentralbl. d. Bauv. 1897 S. 41. — Gründung der Pfeiler der Atchafalaya-Brücke, 34,5 m tief: Eng. rec. 1899 Bd. 39 S. 421. — Luftdruckgründung der Donaubrücke bei Stein: Zeitschr. d. österreich. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895 S. 306. — Zylindrische Pfeiler auf der New Zealand Midland R. mittels Preßluft versenkt: Industry and Jron 1895 Sept. S. 244. — Die neue Rheinbrücke bei Düsseldorf: Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 557. - Die neue Alexander-Brücke in Paris: Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 595. — Gründung der Brücke Alexanders III. in Paris: Génie civ. 1897 Bd. 31 S. 305; Engineering 1897 II S. 219 und 788; Eng. rec. 1897 II S. 290 u. 1898 S. 275. — Aquaedukt-Brücke über die Seine bei Argenteuil: Zeitschr. d. österr. Arch.- u Ing.-Ver. 1895 S. 600. — Kaimauer zu Ostende: Ann. des trav. publ. Belg. 1899 Okt. S. 807—833. — Verlängerung des Trockendocks zu Toulon durch einen 25 m langen verlorenen Caisson: Eng. news 1900 I S. 379. — Druckluftgründung hoher Häuser in Amerika mit eisernen Senkkasten usw.: Eng. news 1900 II S. 339; Eng. rec. 1902 Bd. 45 S. 340, 357, 368, 396, 588; 1902 Bd. 46 S. 59, 155, 227, 242, 299. — Nordbrücke über die Elbe bei Magdeburg: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1901 S. 457. — Godavari-Brücke: Eng. rec. 1902 Bd. 46 S. 57; Zeitschr. d. Ver. deutsch. Eis.-Verw. 1902 S. 1, 118; Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenb. 1902 S. 248. — Pfeilergründung der neuen Eisenb.-Brücke über d. Tyne: Engineer 1903 I S. 378. — Neue

Hansa-Brücke bei Stettin: Schweiz. Bauztg. 1908 II S. 74; Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenb. 1908 S. 418. — Riesenbrücke in China. Preßluft-Gründung bis 30 m Tiefe: Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenb. 1904 S. 178. — Gründung der Kaimauern des Bassins de la Pinède im Hafen von Marseille. Druckluft-Gründung mit schwimmenden Senkkasten und Gerüsten: Ann. des ponts et chauss. 1908 IV S. 22.

1. Beschreibung einiger eisernen Senkkasten nebst ihrer Versenkung.

Die eisernen Senkkasten waren die zuerst angewendeten (Triger bei Chalonnes an der Loire); man gab denselben bis zu dem Bau der Rhein-Brücke bei Kehl stets kreisförmigen Grundriß. In den Fig. 672, 673 ist eine Darstellung der für die Theißbrücke bei Szegedin verwendeten zylindrischen Senkkasten gegeben, nicht, weil dieselben in dieser Form besonders empfehlenswert sind, sondern weil späterhin auf diese Art der Anordnung Bezug genommen werden wird. Die Senkkasten bestanden aus einzelnen Ringen von 1,82 m Höhe und 3 m Durchmesser, die mit dem Fortgang der Arbeit aufgeschraubt wurden. Zu diesem Zweck war es jedesmal erforderlich, die obere wagrechte Decke mit der Luftschleuse abzunehmen, wodurch sich eine große Verteuerung der Arbeit ergibt. Die Röhren wurden nach beendeter Senkung mit Beton gefüllt, nachdem zuvor noch in die Sohle Rostpfähle eingetrieben waren. Die Pfeiler sicherte man außerdem durch Spundwände und Steinschüttungen.

Fig. 674, 675.

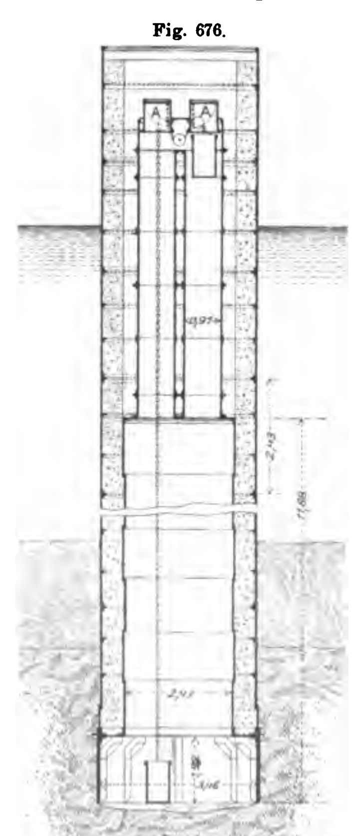
Fig. 672, 673.

Diejenige Art der Versenkung eiserner Röhrenpfeiler, welche sich auch jetzt noch empfiehlt, wenn man überhaupt diese Form wählt, zeigen im wesentlichen die Fig. 674, 675, es ist dies eine Darstellung der Gründung der Niemen-Brücke bei Kowno. Bei dieser Anordnung kann das Aufsetzen neuer Ringe vorgenommen werden, ohne daß der Betrieb gestört wird, da die Luftschleuse durch besondere Schachtrohre mit der unten angebrachten Decke der Arbeitskammer in Verbindung steht. Durch eine Luftzuführung unmittelbar in den unteren Arbeitsraum und durch Ventilklappen, welche man unten an der Decke des Arbeitsraumes vor den Mündungen der Schachtrohre anbringt, ist man in der Lage, diesen auch dann wasserfrei zu halten, wenn behufs Verlängerung der Schachtrohre die Luftschleuse abgenommen werden muß. In solcher Weise kann man die hierdurch bedingte Unterbrechung der betr. Arbeiten wesentlich abkürzen. Der Raum über der eisernen Decke um die Schachtrohre herum wird mit Wasser gefüllt, welches als Ballast gegen den Auftrieb durch die verdichtete Luft und gegen die Reibung der Mantelfläche im Boden dient. Die Wasserfüllung ist auch noch in anderer Weise von Nutzen, indem sie durch den äußeren Gegendruck die Luftverluste mindert,

welche durch Undichtigkeiten in den Verbindungsstellen von Decke und Schachtrohren usw. entstehen. Nach beendeter Senkung wird zunächst — in verdichteter Luft — der untere Arbeitsraum mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt, darauf nach Erhärtung des Mörtels das Wasser über der Decke entfernt, diese samt den Schachtrohren abgenommen und dann werden die Rohre in freier Luft ausgemauert.

In welcher Weise vorzugehen ist, um das unter Luftdruck im unteren Arbeitsraum hergestellte Mauerwerk wasserdicht zu erhalten, damit später bei der Ausmauerung mit der Wasserhaltung wenig Unbequemlichkeiten entstehen, wird an späterer Stelle mitgeteilt werden. — Auf S. 314 ff. wurde bereits angegeben, wie man die Rohre, wenn sie aus Gußeisen bestehen, vor den schädlichen Einflüssen starker Temperaturwechsel sichert.

Fig. 676.



Runde, eiserne Senkkasten hat man mittels eiserner Mäntel (ohne Gerüste, Fig. 676) beim Bau einer Landebrücke für Dampfer im Hafen von Valparaiso versenkt. Die Zylinder, welche im unteren Teile doppelwandig sind, so daß sie schwimmen, wurden von provisorischen Gerüsten abgesenkt, indem man den unteren 11,88 m hohen Teil, der nur 40 t wog, fertig stellte und mittels eines 45 t Kranes abhob und ins Wasser setzte. Der ringförmige Raum zwischen beiden Blechwänden wurde dann mit Beton gefüllt und dadurch der Pfeiler auf den Grund gesenkt. Da man die Decke des 2,45 m weiten mittleren Teiles wieder gewinnen wollte, wurde auch über derselben nur eine ringförmige Betonwand aufgeführt. Das Gewicht des Röhrenpfeilers wurde dadurch aber so verringert, daß man, um ihn zum Sinken zu bringen, Luft auslassen mußte. Nach vollendeter Senkung wurde er auf 2,45 m Höhe ausbetoniert und dann wurden die Schleusen, die Schachtrohre und die oben erwähnte Decke entfernt. (Eng. Record 1898 S. 556.)

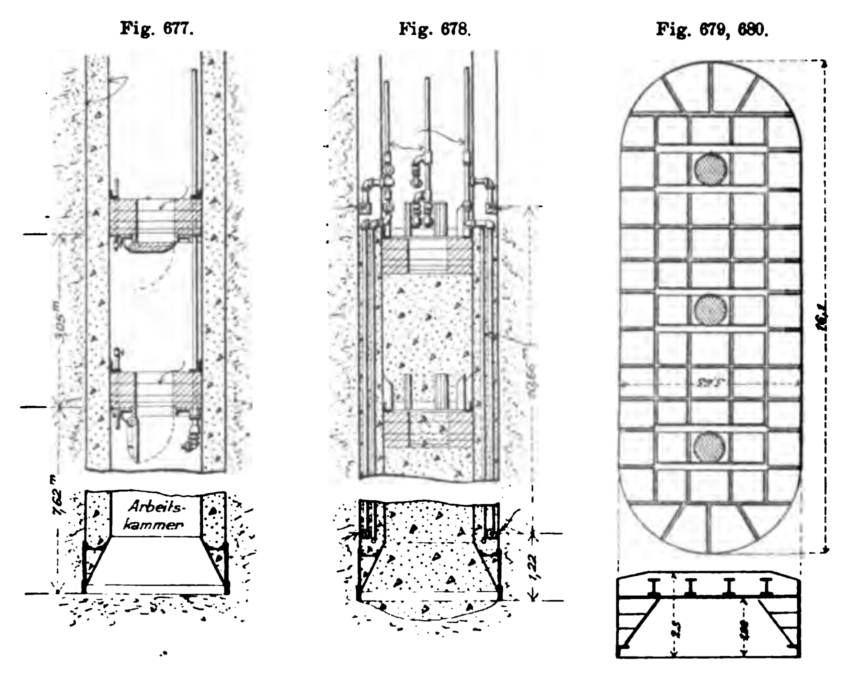
Die weitere Ausfüllung mit Beton (1 : 8) geschah in freier Luft. Die Einzelheiten der Luftschleuse siehe Fig. 793 S. 398.

Beim Bau der Atchafalaya - Brücke (Indien) hat man runde Röhren, Fig. 677 und 678, mit doppeltem Eisenmantel, deren Zwischenraum zur Belastung mit Beton gefüllt wurde, mit Hilfe von Preßluft versenkt. Als Luftschleuse hat man einfach einen Teil des inneren Zylinders benutzt, indem man 2 Böden einbaute, in denen die luftdicht schließenden Einsteigeklappen und die Einschleusehähne angebracht waren. Die eingebauten Böden bestehen aus Holz. Die Förderung des Bodens (Sand) erfolgte durch Druckwasser-Strahl-Ejektoren (Eng. Record 1899, Bd. 39 S. 421).

Die zuletzt mitgeteilte Anordnung der Senkkastenteile ist diejenige, welche in der Hauptsache für eiserne Senkkasten beliebiger Grundrißform beibehalten wird, nur mit dem Unterschiede, daß man bei den größeren die Decke nicht mehr abnehmbar zu machen pflegt, sondern über derselben gleich das Mauerwerk aufführt, und zwar entweder im Schutze eines eisernen Mantels, oder auch ohne einen solchen. Wendet man einen

eisernen Mantel, der bis über Wasser reicht, an, so ist man mit den Senkungs-Arbeiten von dem Fortschritt der Mauerarbeiten weniger abhängig, da es gleichgültig ist, ob die Oberkante des Mauerwerkes über oder unter dem Wasserspiegel liegt, während man ohne einen eisernen Mantel nur entsprechend den Fortschritten des Mauerwerkes senken kann. Es ist dies einer der Gründe, den die Befürworter der Verwendung eiserner Mäntel anführen. In den seltensten Fällen aber stehen die Kosten des Eisenmantels in einem angemessenen Verhältnisse zu den dadurch erreichbaren Vorteilen; es ist daher diese Anordnung in Deutschland mit Recht schon seit dem Bau der Pregel-Brücke in Königsberg verlassen worden, zumal man auch des anderen Vorteiles, den dieselbe bietet, nämlich der Verminderung des von den Gerüsten zu tragenden Gewichtes, durch Aussparungen im Mauerwerk sich eben so gut teilhaftig machen kann.

Fig. 677. Fig. 678. Fig. 679, 680.



Es zeigen sonach alle Gründungen mit größeren eisernen Senkkasten die 3 gesonderten Konstruktions-Teile: den eigentlichen Senkkasten, die Schachtrohre und die Luftschleusen.

Die größeren Senkkasten werden durchweg aus Walzeisen zusammengesetzt, während man die Schachtrohre bisweilen auch aus Gußeisen herstellte. Die Senkkasten aus Schmiedeisen bestehen der vorteilhaften Verwendung des Materiales wegen aus einem Gerippe von Trägern und Konsolen, welches die nötige Steifigkeit und Tragfähigkeit herstellt und einer Umhüllung aus Eisenblech, die hauptsächlich den dichten Abschluß bewirken soll. Gewöhnlich ist die Konstruktion derartig, daß senkrechte Seitenwände aus Blech, durch Konsolen im Inneren versteift, eine wagrechte Blechdecke tragen, die ihrerseits durch Längs- und Querträger ausgesteift wird. Die Querträger sind die wichtigeren, da dieselben die Last des Mauerwerkes auf die Konsolen und das Mauerwerk zwischen den Konsolen — bezw. auf die Senkungsketten, wenn der Senkkasten noch am Gerüst hängt — zu übertragen haben. Die Längsträger dagegen haben

nur den Zweck, einen kräftigen Längsverband herzustellen, welcher jedoch längs des Umfanges bereits durch die Wände dargeboten ist. Die Konsolen ordnet man unter den Enden der Querträger an, und vernietet sie durch die Decke hindurch mit diesen.

Dies ist die bisher am meisten gewählte Anordnung, wie sie Fig. 679, 680 (Senkkasten der Elbbrücke bei Dömitz) zeigen. Statt dieser Anordnung kann Verfasser auf Grund eigener Erfahrung es mehr empfehlen, die Konsolen mit den Querträgern zusammen als einen Träger mit unterer U-förmiger Gurtung auszuführen, und die Decke in einzelnen Teilen von der Breite zweier benachbarten Querträger dazwischen zu nieten. Figur 681, 682 zeigen diese Anordnung; die L-Eisen *u* der unteren Gurtung des Querträgers liegen umgekehrt, wie sonst üblich (mit dem wagrechten Schenkel oben), um in dem mittleren Teil der Querträger zur Befestigung der Deckenbleche *s* dienen zu können. Wo die L-Eisen demnächst längs der Konsolenränder nach der Schneide des Senkkastens zu umbiegen, sind besondere kleine L-Eisen *f* zur Aufnahme der Deckenbleche angenietet. Anstatt die Decke wagrecht einzunieten, würde man derselben auch die Form der unteren Gurtung dieser Träger geben können, Fig. 683, so daß die Decke ganz allein den Arbeitsraum luftdicht abschließt. Die äußeren

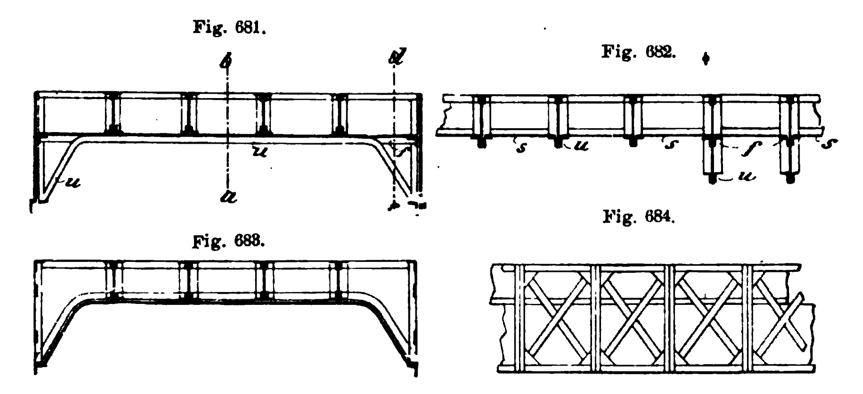


Fig. 681. Fig. 682. Fig. 683. Fig. 684.

senkrechten Wände sind dann nur noch wegen des kräftigen Längsverbandes zwischen den Querträgern notwendig und können in diesem Falle auch ebenso gut als Gitterbalken ausgeführt werden, Fig. 684.

Der Grund, weshalb Querträger nach Fig. 681—683 mehr zu empfehlen sind als solche mit untergenieteten Konsolen ist der, daß die Konsolen letzterer Art leicht von den Querträgern abgerissen werden, wenn infolge starker Luftverluste der Senkkasten sich setzt und dabei der Boden keilförmig in den Hohlraum eintritt; dies hat sich in Wirklichkeit bei 3 Senkkasten der Alexander-Brücke in St. Petersburg ereignet. Auch an anderen Baustellen scheint man gleiches gefürchtet, bezw. erfahren zu haben, und hat deshalb die gegenüber liegenden Konsolen abwechselnd durch eiserne Bögen verbunden und dadurch einen bedeutend besseren Verband erreicht, als wenn sämtliche Konsolen nur mit den Querträgern vernietet worden wären. Fig. 685 zeigt neben anderem den in dieser Weise von der Firma Hersent für den Bau einer Kaimauer in Antwerpen verwendeten Senkkasten-Querschnitt. (Vergl. auch Zentralbl. d. Bauv. 1884 S. 131.)

Meistens liegen die Träger, welche die Decke versteifen, über derselben, wie dies bei den bisher besprochenen Ausführungen der Fall war. Fig. 686—688 zeigen den größten ausgeführten Senkkasten. Derselbe wurde zum Bau von Trockendocks in Toulon (ebenfalls von Hersent) verwendet, war 144 ^{m} lang, 41 ^{m} breit, 1,85 ^{m} unter der Decke hoch, und hatte außerdem über der Decke 17,15 ^{m} hohe, durch eiserne Aussteifungen befestigte

Mantelbleche. Die Querträger waren an den Wänden 7 m, in der Mitte 4,5 m hoch und gingen durch die Decke hindurch bis in die Ebene des äußeren Randes. Unter der Decke hatten sie volle Blechwände, sodaß sie den ganzen Hohlraum in einzelne getrennte Kammern zerlegten, welche die Senkkasten-Breite zur Länge hatten; im ganzen waren 18 solcher Kammern von 8 m Breite vorhanden. Der über die Decke hinaus ragende Teil der Querträger war aus Gitterwerk gebildet. Zwischen den Querträgern lagen über der Decke 38 Längsträger von 0,9 m Höhe, sowie 2



Fig. 685.

Haupt-Längsträger in je $^1/_3$ der Breite, ebenfalls als Gitterträger ausgeführt. Unter den Enden der Längsträger befanden sich an den Querträgern unter der Decke Konsolen, derselben Art, wie sie sonst an den Wänden üblich ist. Es bestand also dieser eine Senkkasten gleichsam aus 18 mit ihren Längswänden verbundenen kleineren Kästen und jede der 18 Abteilungen hatte 3 Schachtrohre und Schleusen, die mittlere zum Ein- und Aussteigen, die beiden seitlichen zum Fördern dienend. Die Bodenförderung war übrigens eine beschränkte, da sie nur dem Zwecke des genauen Einebnens

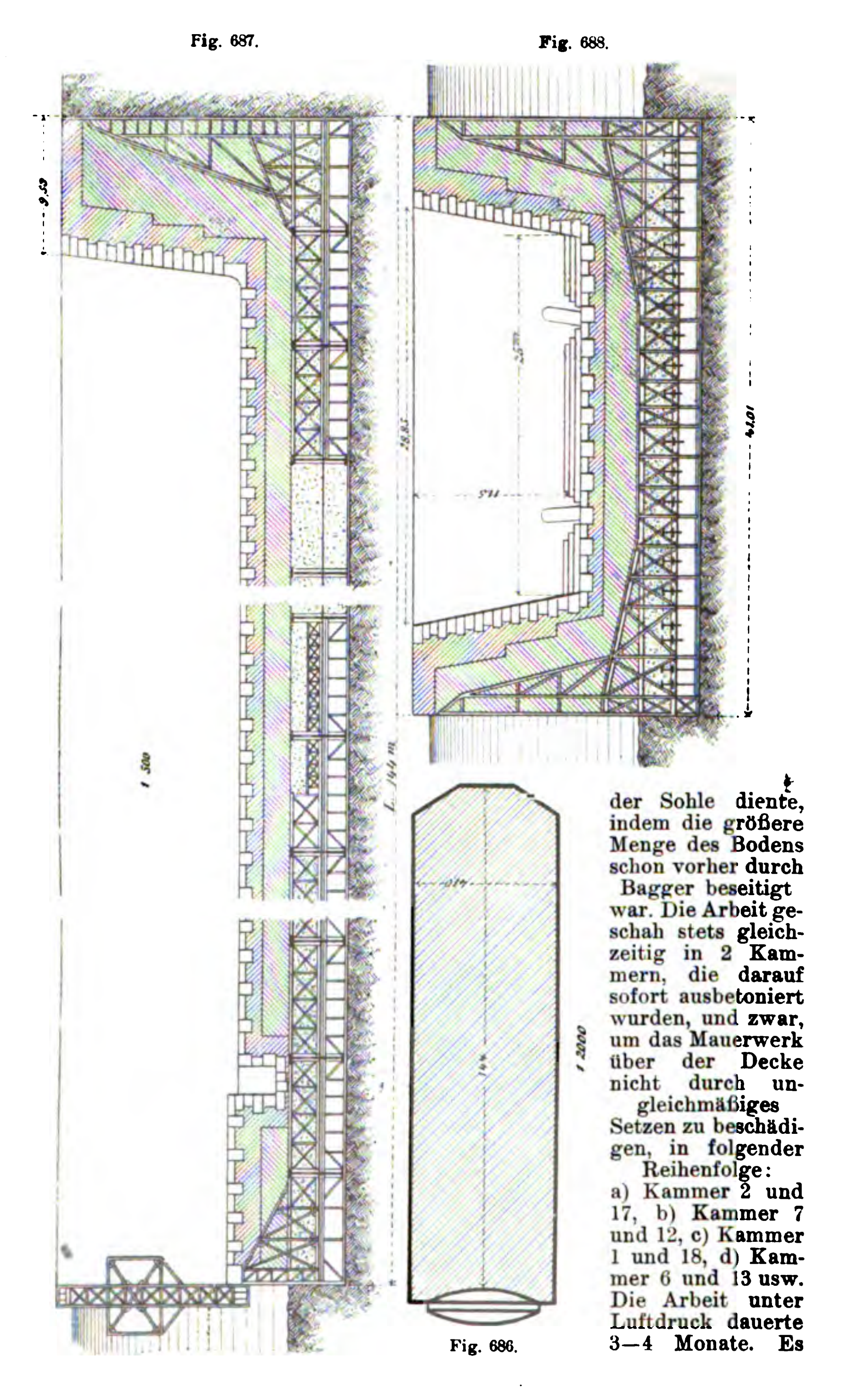


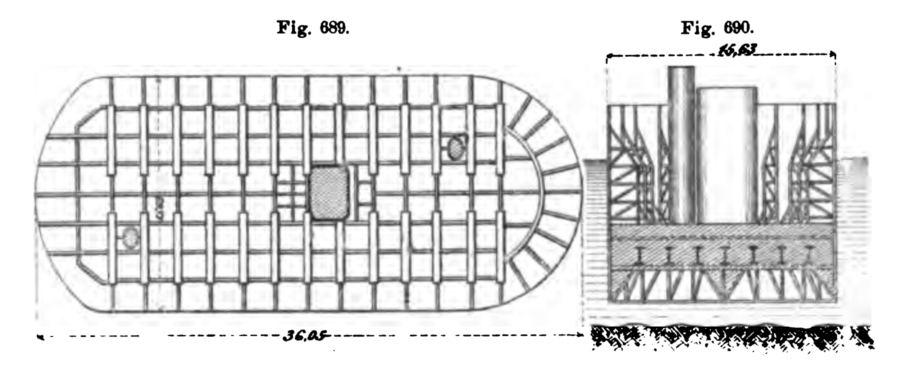
Fig. 687. Fig. 688. Fig. 686.

der Sohle diente, indem die größere Menge des Bodens schon vorher durch Bagger beseitigt war. Die Arbeit geschah stets gleichzeitig in 2 Kammern, die darauf sofort ausbetoniert wurden, und zwar, um das Mauerwerk über der Decke nicht durch ungleichmäßiges Setzen zu beschädigen, in folgender Reihenfolge: a) Kammer 2 und 17, b) Kammer 7 und 12, c) Kammer 1 und 18, d) Kammer 6 und 13 usw. Die Arbeit unter Luftdruck dauerte 3—4 Monate. Es

wurden 5000 cbm Boden gelöst und 12000 cbm Beton eingebracht. Die Dampfmaschinen für die Luftpumpen hatten 240 PS.; das Eisengewicht des Senkkastens betrug 2400 t. Jedes Dock enthält 40000 cbm Bruchsteinmauerwerk und 24000 cbm Beton. Beide Docks kosteten zusammen 7,5 Millionen Frcs. oder 1 cbm Mauerwerk 55 Frcs.

Die Teilung des Senkkastens durch die Querträger in einzelne Abteilungen erfüllt erstens den Zweck, die Abteilungen getrennt in Angriff nehmen zu können und es dadurch zu ermöglichen, die große Arbeit mit geringerer Maschinenkraft zu bewältigen. Sie schafft zweitens Stützpunkte

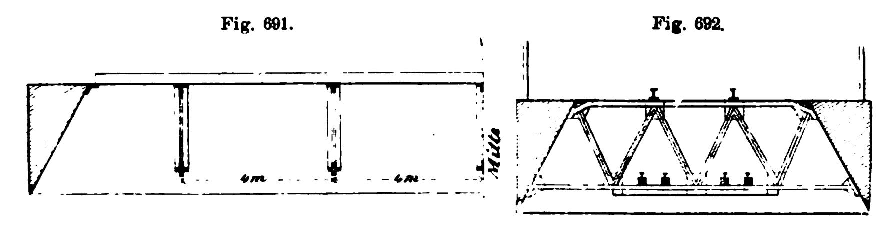
Fig. 689. Fig. 690.



für die Decken-Längsträger, so daß diese (welche bei dem Touloner Bauwerk im Sinne der Querträger gewöhnlicher Senkkasten beansprucht wurden und eigentlich als die das Mauerwerk tragenden gelten müssen) schwächer gehalten werden können.

Den gleichen Zweck, ohne eine Trennung in einzelne geschlossene Abteilungen, verfolgte man durch Anordnung einer Längswand mit Konsolen unter der Decke bei dem Senkkasten für den Widerlagspfeiler der Alexander-Brücke in St. Petersburg, Fig. 689, 690. Derselbe hat eine Größe von 510 qm und ist einer der größten eiserne, die bisher für Brückenpfeiler angewendet sind. Die Längswand schloß an beiden Enden nicht an die Außenwände an, sondern ließ Durchgänge frei, um eine stetige Verbindung zwischen beiden Längshälften offen zu haben. Desgleichen war sie in der Mitte, wo sich eine große Luftschleuse unter

Fig. 691. Fig. 692.



der Decke befand, unterbrochen, sodaß man auch hier von einer Seite zur anderen gelangen konnte. Durch die Anordnung dieser Längswand ermäßigt sich das Gewicht eines Senkkastens, wie weiter unten nachgewiesen wird, sehr bedeutend.

Übrigens hat man nicht nötig, die Längswand als geschlossene Blechwand auszuführen, falls sie nur zum Stützpunkt für die Querträger dienen soll. Es genügt vielmehr in diesem Falle, dieselbe als Gitterträger auszubilden mit Konsolen an beiden Seiten, die ebenfalls aus Gitterwerk bestehen können. Auf der unteren Gurtung des Gitterträgers führt man

alsdann zwischen den Konsolen, nach beiden Seiten überkragend, Mauerwerk auf. Dieses Mauerwerk genügt auch ohne Blechwand, um einen großen Senkkasten in einzelne luftdicht von einander getrennte Abteilungen zu zerlegen. —

Bei den bisher besprochenen Ausführungen befanden sich die Aussteifungen der Decke zum größeren Teil über derselben, also außerhalb des Arbeitsraumes. Abweichend hiervon hat die Firma Ph. Holzmann & Co. in Frankfurt a. M. für die Pfeiler der Rheinbrücke zwischen Mainz und Castel die Träger unter die Decke gelegt; die Fig. 691, 692 zeigen diese Anordnung im Querschnitt und Längsschnitt. Die Senkkasten schließen sich mit ihrem Grundriß der Pfeilerform an und sind stromaufwärts zugespitzt, stromabwärts abgerundet. Sie hatten eine Decke und zwei herumlaufende Seitenwände aus Blech von 6—8 ^{mm} Stärke; eine dieser Seitenwände stand senkrecht, die andere nach innen geneigt, so daß sie mit ihrem unteren Rande an die senkrechte, äußere Seitenwand, und mit ihrem oberen an die wagrechte Decke anschlossen. Der von den beiden Seitenwänden eingeschlossene ringsherum laufende, im Querschnitt keilförmige Raum, wurde vor dem Versenken mit Beton gefüllt, wodurch die nötige Seitensteifigkeit erreicht ward, welche man bei der anderen Ausführungsart mit nur einer Seitenwand und Konsolen durch Ausmauerung der letzteren erzielt. Die als Gitterträger ausgeführten 2,2 ^{m} hohen Träger liegen 1,1 ^{m} von M. zu M. entfernt und tragen auf ihren unteren Gurtungen zwei Gleise für den Transport des gelösten Bodens zur Schleuse. Das Gewicht dieser Senkkasten ist (Zentralbl. d. Bauv. 1883, S. 326) nicht angegeben; dasselbe dürfte wegen der großen Höhe und der doppelten Seitenwände nicht geringer ausfallen, als dasjenige von Senkkasten mit über der Decke liegenden Trägern. Wenn aber durch diese Anordnung eine Material-Ersparnis nicht zu erzielen ist, so ist derjenigen, bei welcher die Träger über der Decke liegen, der Vorzug zu geben, da Verfasser nach eigenen Erfahrungen nur davon abraten kann, im unteren Arbeitsraume durch Einbauten irgend welcher Art die Zugänge zu den Luftschleusen zu erschweren. Er hält es für geboten, dieselben so offen als möglich zu gestalten, damit die Arbeiter bei eintretender Gefahr unbehindert zu den Schachtröhren eilen können.

Hiernach sei ein Entwurf des Verfassers für einen eisernen Senkkasten mitgeteilt, der gleichsam den Übergang zu den aus Mauerwerk hergestellten bildet. Die gegebenen Verhältnisse bedingten die Versenkung von festen Rüstungen aus, teils weil der Baugrund aus Schlamm mit schwacher, ungleichmäßig starker Sandschicht über demselben bestand, so daß namentlich beim Übergange aus der Sand- in die Schlammschicht der Senkkasten der Führung bedurfte, teils weil die räumlichen Verhältnisse die Versenkung mittels eines eisernen Mantels über der Decke verhinderten; unter anderen Verhältnissen würde eine solche namentlich bei großer Wassertiefe den Vorzug verdienen. Die Aufgabe bestand also darin, eine Konstruktion zu wählen, die, von festen Gerüsten aus gesenkt, letztere möglichst wenig belastete und dabei doch möglichst wenig Eisen verlangte.

Die Lösung geschah nach Fig. 693—696. Das Mauerwerk soll, ebenso wie bei gemauerten Senkkasten, mit geraden Seitenwänden hergestellt werden, indem dasselbe von den Seiten und von dem in der Mitte befindlichen Bogen aus durch Überkragen nach 2 Schachtrohren hin geschlossen wird. Der eigentliche Senkkasten, in welchem mit Hilfe verdichteter Luft gearbeitet wird, ist aber nach oben durch eine Decke aus Eisenblech gebildet, die sich in 0,8 ^{m} Höhe an die senkrechten Seitenwände anschließt und nach demselben Krümmungs-Halbmesser gebogen ist wie der Entlastungsbogen in der Mitte des Senkkastens. Durch diese Krümmung der Decke ist die Höhe des Arbeitsraumes in der Mitte auf 2 ^{m} gebracht worden. Der Teil A, B, C, D der Decke, Fig. 693, welcher unter dem Bogen in der Mitte unter den kegelförmigen Hohlräumen liegt, wird nach beendeter

Versenkung wieder entfernt und abermals benutzt, desgl. die Träger, so weit sie nicht eingemauert sind.

Die geschlossene Eisendecke hat den Zweck, durch Abschluß des Wassers von den kegelförmigen Hohlräumen das auf die Gerüste wirkende Gewicht zu vermindern, den Luftverbrauch einzuschränken und mit dem Quer- und Längsträgern zusammen die gegenüber liegenden Wände zu verankern. Die Träger werden also hier nicht wie bei den eisernen Senkkasten der gewöhnlichen Konstruktion durch das darüber liegende Mauerwerk auf Biegungsfestigkeit beansprucht, sind daher nicht Träger im eigentlichen Sinne, sondern Anker in Trägerform, Die gebogene Decke bildet außerdem mit den senkrechten äußeren Seitenwänden einen Hohlkörper, der schwimmend in das Gerüst gebracht werden kann. Der Senkkasten kann daher auf einer Helling oder in einem Dock montiert und, nachdem die Konsolen unter der Decke ausgemauert sind, zu Wasser gebracht werden. Das Mauerwerk in den Konsolen erhält nach dem Inneren des Senkkastens zu eine verhältnismäßig starke Steigung, um bei dem Eindringen in den schlammigen Boden möglichst bald ein breites Auflager zu bieten. Wo festerer Untergrund vorliegt, kann man die Seitenwände höher und steiler machen. Die Decke hat nur eine Stärke von 5 mm, welche infolge der Krümmung für den Auftrieb des Wassers bei 4 m Wassertiefe genügt. Während im unteren Arbeitsraume mit verdichteter Luft gearbeitet wird, steht über der Decke entweder Wasser oder ver-

Fig. 694.

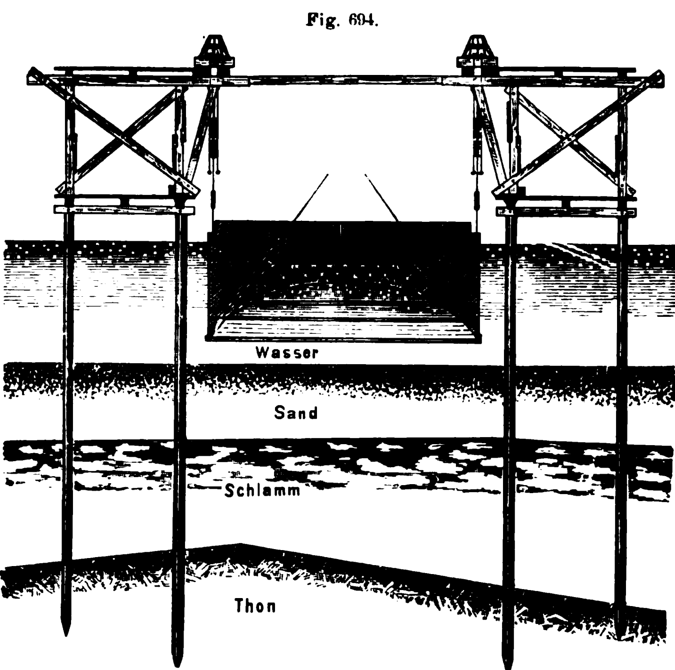
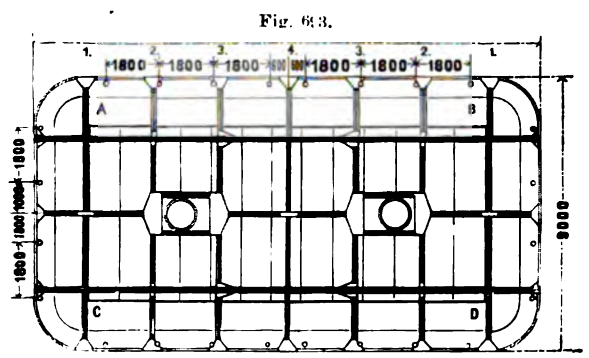


Fig. 693.



dichtete Luft, je nachdem man die Verbindung zwischen den kegelförmigen Räumen über der Decke mit der Arbeitskammer aufhebt oder bestehen läßt. Jedenfalls hat man es in der Hand, die Beanspruchung der Decke in der Grenze von 2 m Wassersäule (Höhe des Arbeitsraumes unter der Deke) zu halten. — Das Blech der senkrechten Außenwände, welche in diesem Falle nur für den Transport in das Gerüst wasserdicht zu sein brauchen, ist 4 mm stark angenommen. Die abnehmbaren, durch Schrauben verbundenen Deckenteile sind durch Zwischenlagen von geteertem Filz oder Leinwand wasserdicht zu machen. Nach beendeter Senkung werden zunächst die Deckenbleche unter dem Bogen und die Zuganker für denselben abgenommen und durch die Schleusen entfernt. Hierauf wird der Bogen und der ganze Rand des Senkkastens untermauert, Fig. 696. Ist dies geschehen, so werden die übrigen abnehmbaren Deckenbleche und Trägerteile durch die hierfür passend eingerichteten Luftschleusen entfernt, sowie die unteren engeren Schachtrohre in den oberen weiteren vorübergehend aufgehängt. Jetzt besitzen die noch übrigen Hohlräume eine Form, die sich bequem mit Beton ausfüllen läßt, und zwar ebensowohl ohne Anwendung verdichteter Luft, als mit Anwendung derselben. Wird ersteres Verfahren gewählt, so kann man zunächst die Schleusen und sämtliche Schachtrohre entfernen und die Betonschüttung dann in schnellster Weise ausführen. Ein Setzen des Pfeilers hat man infolge der großen Untermauerung desselben nicht zu fürchten. Soll in verdichteter Luft betoniert werden, so wird in die obere Öffnung der Luftschleuse, Fig. 765, S. 386, durch welche die Eisenteile entfernt wurden, eine Betonierungs-Einrichtung eingesetzt und der Beton durch die Schachtrohre hinunter gestürzt.

Die Größe des Senkkastens beträgt bei 9 m Breite und 16,7 m Länge 148 qm und sein Gewicht einschließlich der abnehmbaren Teile rd. 30 000 kg; das Gewicht des jedesmal verloren gehenden Eisens rd. 22 000 kg. Ein Senkkasten aus Mauerwerk würde nach der auf S. 376 angegebenen Formel rd. 17 500 kg Eisen enthalten, aber weit weniger Sicherheit gegen Betriebsstörungen durch Undichtigkeiten gewähren. Ein eiserner dagegen mit gerader übermauerter Decke nach Formel Ib. oder Ic. S. 360 an jedesmal verlorenem Eisen rd. 42 500 bezw. 37 900 kg enthalten, je nachdem man das Eisen mit 700 oder 1000 kg beansprucht. Die vorliegende Ausführungsart bringt also eine bedeutende Eisenersparnis mit sich. Das Lösen der abnehmbaren Teile und das Ausschleusen derselben veranschlagt sich einschließlich der Vor- und Unterhaltung der Luftpressen zu etwa 500 M. oder 6,3 M. für 100 kg. Diese Kosten werden reichlich durch andere Ersparnisse, z. B. billigere Ausfüllung der Hohlräume, aufgewogen, sodaß die ganze Ersparnis an Eisen als Reinersparnis gelten kann. Die Lösbarkeit der Decke bietet auch den Vorteil, daß das Mauerwerk des Fundamentes nur zum geringsten Teil durch das Einlegen einer eisernen Decke unterbrochen ist.

Betreffs der Art und Weise, in welcher die Herstellungsarbeit eiserner Senkkasten ausgeführt werden muß, ist zu bemerken, daß in erster Linie auf feste und erst in zweiter auf dichte Vernietung zu halten ist. Die Forderung, daß die Stöße so dicht und fest wie bei Dampfkesseln hergestellt werden sollen, verteuert die Arbeit unnötigerweise und außerdem kann man sich niemals überzeugen, ob diese Forderung erfüllt ist. Man wird also den höheren Preis bezahlen, in den meisten Fällen aber die entsprechende Leistung nicht erhalten. Nach der Fertigstellung empfiehlt es sich, alle Nähte mit heißem Teer und Pech zu streichen, und über der Decke zunächst einen Guß aus dichtem Mörtel (mit Weißkalk-Zusatz) bis zur Höhe der unteren Gurtungswinkel der Deckenträger anzuordnen. Bei den Senkkasten der Docks in Toulon hat man die Nähte durch Zwischenlagen von wasserdichten Stoffen in den Nietnähten gedichtet, ein Verfahren, das zur Nachahmung zu empfehlen ist.

Die neueren Ausführungen mit eisernen Senkkasten zeigen außer der Ersparnis des Blechabschlusses für die Wände oder die Decke (Fig. 697)

keine wesentlichen Änderungen in der ganzen Anordnung derselben. Es ist indessen zu bemerken, daß so große einheitliche Senkkasten, wie diejenigen für die Trockendocks zu Toulon (Fig. 686 — 688) nicht wieder ausgeführt wurden und auch schwerlich je wieder Verwendung finden werden. Es hat sich nämlich bei der Versenkung derselben der Übelstand gezeigt, daß es sehr schwer war, sie so gleichmäßig zu belasten, daß nicht bedeutende Verbiegungen eintraten, durch welche das über der Decke aufgeführte Mauerwerk Risse bekam und seinen Zusammenhang einbüßte. Der letztere ist außerdem bei einem in solcher Weise hergestellten Dock sehr durch die vielen Eisenteile der Träger und Zwischenwände geschädigt.

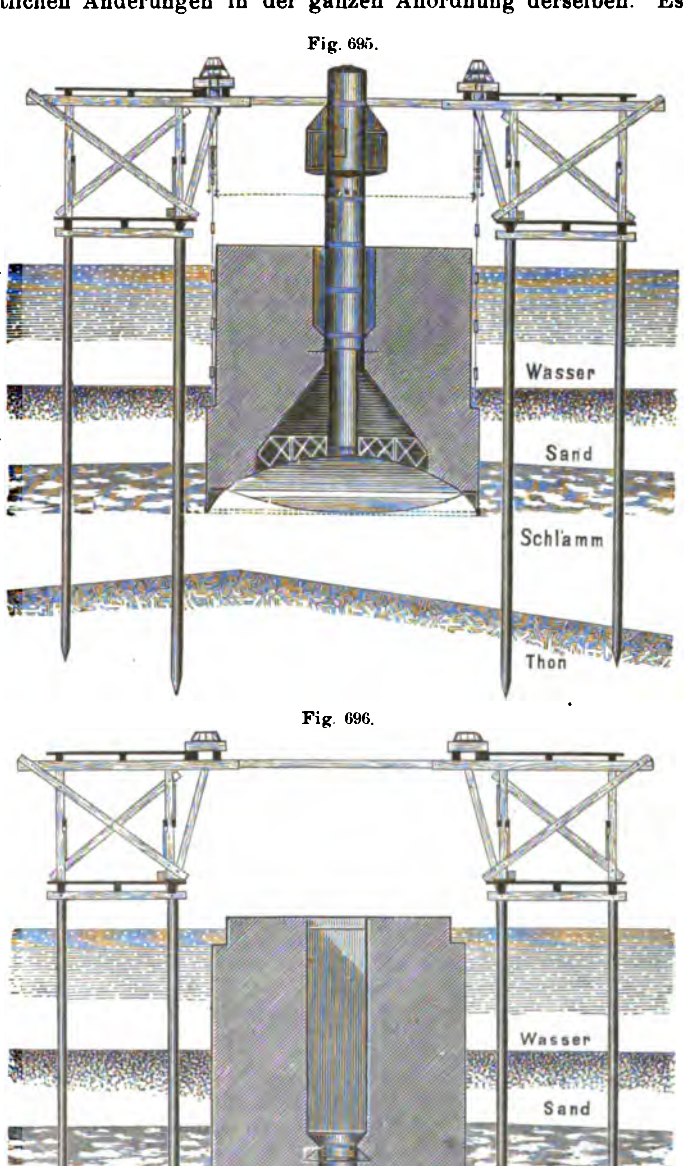


Fig. 695.

Fig. 696.

Eine spätere Ausführung des Erbauers der Docks in Toulon für das Arsenal zu Saïgon zeigt für ein dortiges Dock von 167,5 m Länge und 30 m Breite bereits den einheitlichen Senkkasten nicht mehr, sondern statt desselben 2 von je 88 m Länge. Beide sind mit einem Zwischenraum von 1,5 m nebeneinander versenkt, der später ausgefüllt wurde. Nach Fertigstellung des Mauerwerkes wurden die Blechwände an den schmalen Seiten entfernt, während diejenigen der Längswände nebst den eingemauerten Konsolen blieben und die Dichtigkeit des Docks vermehren, was der eingemauerten Konsolen wegen, welche der Dichtigkeit jedenfalls wenig förderlich sind, wohl wünschenswert erscheint. Die Arbeitskammern unter den Decken der Senkkasten war wie bei denen zu Toulon in je 10 Abteilungen geteilt (8,3 × 30 m), deren jede ein Schachtrohr mit Schleuse und eine Vorrichtung zum Bodenausblasen erhielt, der mit Wasser halbflüssig gemacht wurde. Ein dritter Senkkasten von 20 × 12 m, eng an den nächsten großen anschließend, bildet das Fundament eines Flügels, in dem sich der Pumpenschacht und Pumpensumpf befindet. Ein vierter Senkkasten endlich von 8 × 4 m bildet das Fundament für einen Pfeiler des anderen Flügels, der mit dem Dockhaupte durch einen Bogen verbunden ist.

Das Gewicht der 4 Senkkasten betrug 1900 Tonnen.[1])

Eine Ausführung, in Ann. des ponts et chauss. 1887 II mitgeteilt, betrifft die Gründung einer Dockschleuse für das Hafenbecken zu Dieppe. Die allgemeine Anordnung des dort verwendeten Senkkastens ist ähnlich den vorigen, die Abmessungen sind aber wesentlich kleiner, da es sich hier nur um die Ausführung eines Hauptes handelte. Um ein gleichmäßiges Senken herbeizuführen, wurde der Raum über der Decke durch entfernbare Zwischenwände in Abteilungen geteilt, die mit Kies als Ballast gefüllt wurden, den man später zur Ausführung des Mauerwerkes abteilungsweise wieder entfernte.

Diese Anwendung eines einheitlichen eisernen Senkkastens für ein einzelnes Schleusenhaupt bildet voraussichtlich die Grenze, bis zu der man in Zukunft allenfalls mit großen Senkkasten gehen wird.

Muß dagegen auch die Kammer der Schleuse oder ein ganzes Dock mit Hilfe von Preßluft ausgeführt werden, so empfiehlt sich mehr die unter VI L ausführlich behandelte Taucherglocken-Gründung.

Bei Pfeilerfundamenten hat man, wie schon oben erwähnt, mehrfach an Eisen durch Fortlassen einer geschlossenen Blechwand oder Decke zu sparen gesucht, indem man den seitlichen oder oberen Abschluß der Arbeitskammer durch Mauerwerk zwischen den Konsolen oder Deckenträgern bildete. Von solchen Ausführungen sei die der Fundamentpfeiler für eine neue Kaimauer zu Bordeaux erwähnt, weil dieselbe noch eine andere bemerkenswerte Eigentümlichkeit aufweist. Für die Mittelpfeiler sind hier die Blechwände der Arbeitskammer fortgelassen (Fig. 697), während über der Decke noch 2,5 m hohe Wände angebracht sind, um die am Lande zusammengebauten, nach der Fertigstellung auf starke hierfür eigens angefertigte Wagen hinübergeschobenen und hier zunächst zwischen den Konsolen ausgemauerten Senkkasten, nachdem sie bei Ebbe zum Wasser gefahren und bei Flut von den Plattformen der Wagen abgeschwommen waren, zur Versenkungsstelle flößen zu können.

Anfänglich hatte man nun die Mantelbleche über der Decke während der Versenkung in den sehr schlammigen Grund so lange über Flutwasserstand verlängert, bis der Senkkasten festen Grund erreicht hatte. Hierbei boten sich aber bedeutende Schwierigkeiten, weil der Senkkasten infolge des stark wechselnden Auftriebes bei Ebbe meistens so tief in den Schlamm einsank, daß dieser sowohl in die Arbeitskammer als auch teilweise in die Schachtrohre eindrang. Die Unternehmer C. Zschokke und P. Terrier suchten diesen Übelstand zu beseitigen, indem sie den Wechsel des Auftriebes ausschlossen und erreichten dies in folgender Weise:

---

[1]) Näheres findet man in Les ann. des trav. publ. 1885 S. 1388.

Sobald der zu versenkende Senkkasten auf den schlammigen Grund gestellt war, wurde bei der nächsten Flut eine Taucherglocke, welche man durch Wände über der Decke ebenfalls flößbar eingerichtet hatte, über denselben gestülpt und durch Ketten mit dem Senkkasten verbunden. Die Schachtrohre des Senkkastens sind durch die Decke der übergestülpten Taucherglocke in weiteren Rohren hindurchgeführt, die unter und über der Decke der letzteren mit den Seitenwänden abschließen, während besondere, seitlich gestellte Schachtrohre die Verbindung mit der Arbeitskammer der Taucherglocke herstellen. In letzterer wird nun das Mauerwerk aufgeführt, während im Senkkasten der Boden ausgehoben wird. Beide Arbeiten erfolgen in Preßluft, aber selbstverständlich von verschiedener Spannung. Wenn man nun durch Verlängerung der Verbindungskette zwischen Glocke und Senkkasten während des Fortschreitens der Arbeit die Glocke stets in etwa solcher Höhe hält, daß die Oberkante des Ballastes über ihrer Decke etwa, wie Fig. 698 zeigt, auf N.W. liegt und jedenfalls niemals nennenswert höher, und wenn man dann bei Flut durch Klappen in den Wänden oberhalb der Glockendecke das Wasser über den Ballast treten läßt, so wird der Auftrieb stets nahezu derselbe bleiben, unabhängig vom jeweiligen Wasserstande.

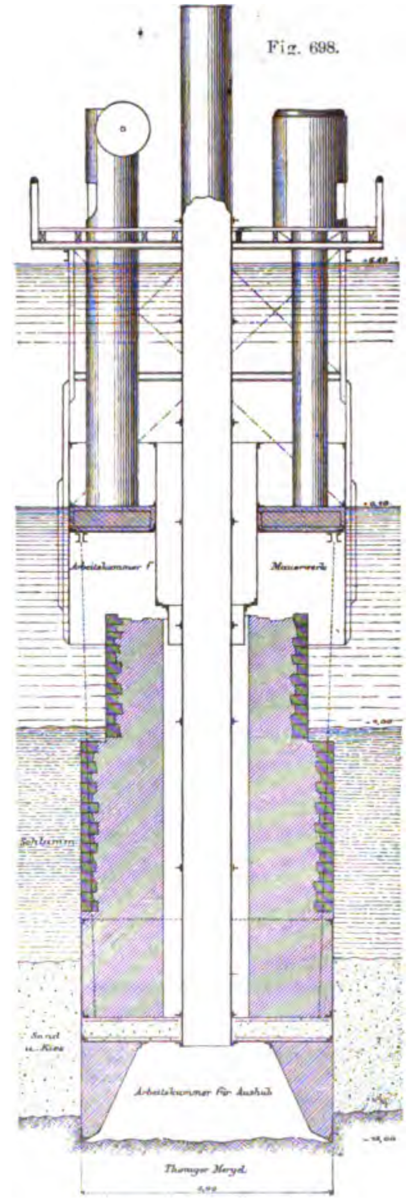
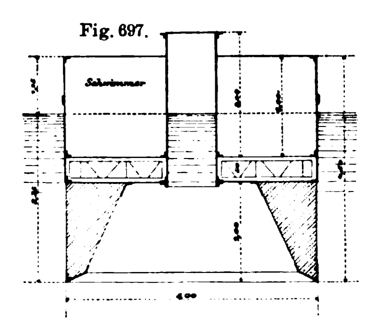


Fig. 698.

Hat der Senkkasten durch den Schlamm hindurch den festen Grund erreicht und das Mauerwerk über der Decke die Höhe

Fig. 697.



des niedrigen Wassers genügend überschritten, so werden die Verbindungsketten zwischen Glocke und Senkkasten soweit verlängert, daß der Schwimmkasten der Glocke über Wasser kommt und leer läuft und nach

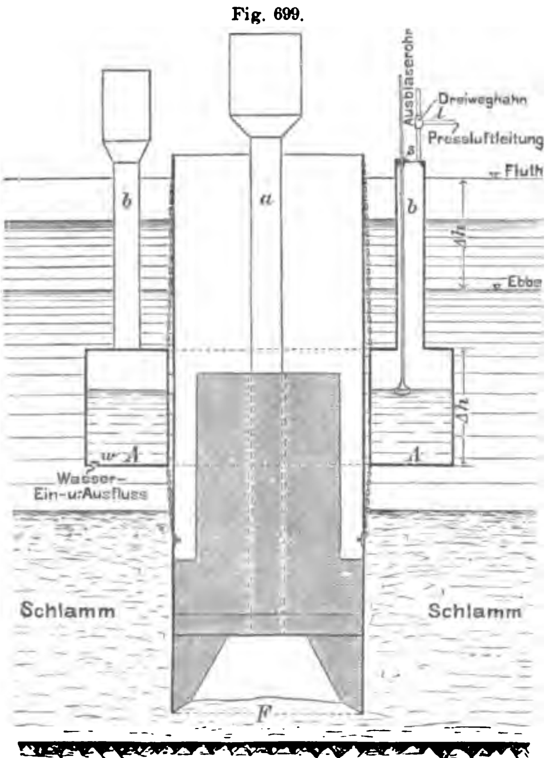
Schluß der Öffnungen in der Seitenwand trocken bleibt. Dann kann die Taucherglocke, nach Entfernung der Preßluft aus ihrer Arbeitskammer und Lösung der Verbindung mit dem Senkkasten, bei Hochwasser fortgeflößt und für andere Pfeiler verwendet werden.

Diese Anordnung ist sehr sinnreich, scheint aber durch die Herstellung des Mauerwerkes unter Preßluft zu kostspielig geworden zu sein, wie daraus zu schließen ist, daß die genannte Firma die Arbeiten aufgab, die dann von dem bekannten Unternehmer Hersent fertiggestellt wurden. (Vgl. Ann. industrielles 1891 S. 546 und Génie civil 1893 Bd. 23 S. 218.)

Billiger und daher empfehlenswerter ist unter solchen Verhältnissen die vom Verfasser vorgeschlagene Anordnung Fig. 699.

Der Blechmantel über der Decke des Senkkastens wird hier beibehalten und wird ringförmig von einem Hohlkörper A umgeben, dessen Grundfläche im ganzen gleich derjenigen F des Senkkastens ist und dessen Höhe $\varDelta h$ mindestens gleich dem Abstande zwischen niedrigem Ebbe- und hohem Flutwasserstande ist. Dieser Kasten hängt an den oberen Ketten, wenn er ganz voll Wasser ist, mit seinem Eisengewichte, abzüglich des Gewichtsverlustes desselben im Wasser, und wird anderseits von Ketten, welche ihn mit dem Senkkasten unten verbinden, am Auftreiben gehindert, wenn das Wasser durch Preßluft ganz oder teilweise aus dem Inneren desselben verdrängt wird. Um dies zu ermöglichen, ist er mit der Luftpumpe durch eine Rohrleitung verbunden. Außerdem erhält er Schachte, von denen einer mit Luftschleuse versehen ist, um den Schwimmer zugänglich zu machen, während der andere nur durch einen Deckel verschlossen ist. In letzterem befindet sich eine Stopfbüchse s, durch welche die Stange eines im ringförmigen Kasten befindlichen Schwimmers nach außen geführt ist, um den Wasserstand im Inneren jederzeit erkennen zu können. Bei höchster Flut muß nun der Kasten A ganz voll Wasser sein, während man entsprechend dem Fallen des Wassers bei Ebbe den Wasserstand im Kasten vermindert, indem man das Wasser durch Zuführung von Preßluft aus dem geöffneten Bodenventil w hinausdrückt. Umgekehrt läßt man bei steigender Flut wieder Wasser in A ein, indem man Preßluft entweichen oder von den Luftpumpen absaugen und nach stärkerer Verdichtung dem Senkkasten zu-

Fig. 699.



führen läßt. Es erscheint nicht ausgeschlossen, das Steigen und Fallen des Wasserstandes im Raume *A* auch selbsttätig zu regeln.

Der Kasten muß selbstverständlich durch Verlängerung bezw. Verkürzung der unteren und oberen Ketten stets in solcher Höhe gehalten werden, daß er sich nicht auf den Grund setzt. Wendet man statt getrennter Ketten solche ohne Ende an, welche oben und unten über Rollen laufen, so läßt sich das Heben des Schwimmers *A* von oben (ohne Hilfe von Tauchern) ausführen.

Hat der Senkkasten den festen Grund erreicht und ist das Mauerwerk bis etwas über N.W. gediehen, so wird der Blechmantel des Senkkastens vom Inneren aus, während der Raum *A* voll Wasser gehalten wird, abgeschraubt. Darauf wird *A* entleert und der Blechmantel mit Unterstützung des Auftriebes von *A* gehoben, auseinander genommen und schließlich der Schwimmkasten selbst bei Flut mit dem unteren Teile des Mantels über den Pfeiler hinweg zu einer anderen Verwendungsstelle geflößt. Das Ventil *w* wird während dieser letzten Arbeiten geschlossen gehalten, um keine Preßluft zu verbrauchen.

Wenn man den Schwimmkasten so einrichtet, daß er sich nach Bedarf in eine Anzahl wasserdichte Abteilungen zerlegen läßt, deren jede für sich mit Luft oder Wasser gefüllt werden kann, so hat man in demselben ein sehr brauchbares Werkzeug, mit dessen Hilfe man den Pfeiler bei ungleichmäßiger Tragfähigkeit des Baugrundes in senkrechter Stellung zu erhalten vermag.[1])

Bei einer Kaimauer in Lissabon[2]) hat man zunächst mit Hilfe eiserner Senkkasten einzelne Pfeiler in Abständen von 12—14 ^{m} von Mitte zu Mitte gebaut, dieselben im Schutze von abnehmbaren eisernen Seitenwänden bis 2 ^{m} unter N.W. aufgemauert, und hier durch eine Mörtelschicht abgeglichen. Nach Entfernung der abnehmbaren Seitenwände hat man dann eiserne, schwimmende Senkkasten (vergl. S. 286 u. f.) mit unterem, durch starke, längs gelagerte Blechträger versteiftem Boden, deren Wände ebenfalls abnehmbar waren, über die zu verbindenden Pfeiler geflößt und in denselben das aufgehende Mauerwerk aufgeführt, bis der Kasten auf den Pfeilern aufstand und das Mauerwerk über N.W. reichte. Dann wurden die Seitenwände der Schwimmkasten entfernt, die Schlitze über den Pfeilermitten zwischen den benachbarten Schwimmkasten-Arbeiten ausgefüllt und das übrige Mauerwerk im Zusammenhange ausgeführt. Die Überbrückung der Pfeileröffnungen geschah zunächst durch die eisernen Träger, über denen jedoch Entlastungsbögen ausgeführt waren.

2. Statische Berechnung eiserner Senkkasten.

Literatur.

A. Durel: Le génie civil 1883 t IV Nr. 4 und 5. — L. Brennecke: Deutsche Bauztg. 1884 S. 390. — Brücke von Tourville: Nouv. ann. de la constr. 1895 S. 50.

Zur Berechnung der Deckenträger, auf die es hauptsächlich ankommt, sind folgende Annahmen zu machen:

Wenn das Mauerwerk über der Decke aus Ziegelsteinen hergestellt wird, ist anzunehmen, daß sich das Gewicht desselben zum weitaus größten Teile durch Überkragung auf die Seitenwände und Konsolen an denselben, bezw. auf das zwischen den Konsolen ausgeführte Mauerwerk übertrage. Das Konsolen-Mauerwerk führt Verfasser aus diesem und einem später noch anzugebenden Grunde auch stets vor Beginn der Versenkung aus. Die Belastung der Deckenträger wird dann nur durch einen Mauerkörper gebildet, von einem Querschnitt, wie er in Fig. 700 schraffiert angegeben ist. Besteht das Mauerwerk aus Bruchsteinen, so rechnet Verfasser, weil solches ungleichmäßiger auskragt, einen Mauerkörper von halbkreisförmigem Querschnitt, Fig. 701. Diese Annahmen sind schon aus dem Grunde wahr-

[1]) Näheres über die Bauausführung in Bordeaux findet man in: Zeitschr. f. Bauw. 1891 S. 351; Schweiz. Baustg. 1891 Jan. S. 26, 34, 37, 38; Ann. industrielles 1891 Mai S. 516 u. 547.

[2]) Les ann. des trav. publ. 1891 S. 2305.

scheinlich richtig, daß man solche Belastungszustände in der Tat künstlich herbeiführen kann, wie dies bei dem Beispiele, Fig. 693—696 geschehen ist. Das Gewicht des Mauerwerkes wird dabei zur vollen Höhe, ohne Abzug des Verlustes, welchen dasselbe durch Eintauchen, bezw. durch den Auftrieb der verdichteten Luft erfährt, angerechnet. In der Regel wird daher die Belastung der Träger noch um 1000 kg f. 1 cbm des Belastungsprismas, so weit dasselbe eingetaucht ist, geringer sein. Von einer Belastung der Träger in der Richtung von oben nach unten wird überhaupt keine Rede mehr sein können, sobald der Senkkasten mit verdichteter Luft gefüllt ist und größere Tiefe erreicht hat. Da es aber eintreten kann, daß die Luft schnell entweicht, ohne daß in gleichem Maße das Wasser in den Arbeitsraum eintritt und durch seinen Auftrieb den verloren gegangenen Teil der verdichteten Luft ersetzt, so behält Verfasser bei der Berechnung für das Mauerwerk das volle Gewicht bei, welches in der Tat in einem solchen Falle zur Geltung käme, vorausgesetzt, daß das angenommene Belastungsprisma mit dem übrigen Mauerwerk nicht mehr in Verbindung stände — sich losgelöst hätte.

Der in den Fig. 700 und 701 mit δ bezeichnete Abstand des Mauerkörpers von der Wand des Senkkastens wird zu rd. 1 m angenommen. Außer dieser Belastungsannahme für die Deckenträger hat Verfasser nur noch eine anderweitige im *Le génie civil*, Nov. und Dezbr. 1883, gefunden, die im Auszuge und mit einer Kritik in der Deutsch. Bauztg. 1884, S. 390 ff., von ihm mitgeteilt worden ist. Die Gewichtsannahme stammt von dem Ingen. Jandin und die angezogene Veröffentlichung, welche die Richtigkeit der betr. Annahme zu beweisen sucht, von dem Ingen. Durel. Auch hier wird angenommen, daß nicht das Gewicht des ganzen Pfeiler-Mauerwerkes auf die Deckenträger wirke, vielmehr nur der untere Teil des Fundamentes, bis zum Abstande von der Decke gleich der Breite des Senkkastens, während das höher liegende Mauerwerk nur senkrechten Druck auf die Konsolen, bezw. die Seitenwände ausübe. Diese Annahme wird dadurch begründet, daß das in einzelnen Tagesschichten hergestellte untere Mauerwerk fortschreitend erhärtet, sodaß die den Trägern zunächst liegende Schicht, wenn das Fundament eine Höhe = der Breite des Senkkastens erreicht hat, bereits soviel Festigkeit besitzt, daß sie nur noch an den Trägerenden, nicht aber in der Mitte, Druck ausübt, d. h. daß sie sich frei trägt. Diese Forderung wird a. a. O. allgemein für jede Art von Mauerwerk gestellt, ist aber, wie man sich leicht überzeugt, für ein mit langsam bindendem Mörtel hergestelltes unhaltbar. Auf der jedenfalls sehr gewagten Grundannahme baut Durel seinen — übrigens recht gefälligen — Beweis auf, und kommt dabei zu dem Ergebnis, daß der Angriffspunkt dieser Belastung auf beiden Seiten in der Entfernung $\frac{1}{6}\,b$ vom Rande des Senkkastens zu suchen sei, wenn b die Breite des Senkkastens bezeichnet. Um seine Annahme anschaulicher zu machen, kommt er während der Auseinandersetzung übrigens auf die Voraussetzung des Verfassers, indem er sagt, daß sich in dem unteren Mauerwerk gleichsam ein Entlastungsbogen bilde. In der Beweisführung selber wird zu wenig auf die verschiedenartige Festigkeit der Baustoffe (Stein und Mörtel) Rücksicht genommen, indem das Mauerwerk vielmehr als eine gleichartige Masse angesehen wird, die in seitlicher Richtung nur durch Reibung zusammenhängt (keine Überkragung angenommen, die man doch bei allen Rissen in frischem Mauerwerk beobachtet). Die Durel'sche Annahme macht also keinen Unterschied zwischen Mauerwerk und Beton, bezw. reinem Mörtel, und während sie

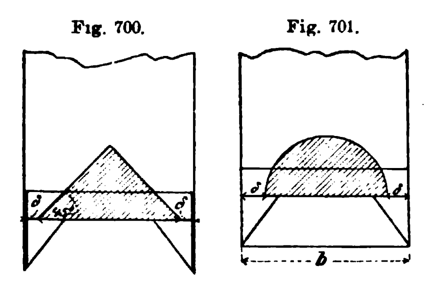


Fig. 700. Fig. 701.

für Mauerwerk entschieden viel zu ungünstig ist, wie viele leichter ausgeführten Senkkasten beweisen, *sei dieselbe für die Fälle, wo das Fundament über der Decke aus Zement-Beton hergestellt wird, empfohlen.*

Verfasser empfiehlt übrigens bei Benutzung der Durel'schen Belastungsannahme zur Berechnung der Deckenträger von Senkkasten, bei denen das Fundament über der Decke ganz aus Zement-Beton hergestellt werden soll, das Gewicht des Betons *abzüglich* des Gewichts-Verlustes durch Eintauchen in die Berechnung einzuführen, weil man anders unnötig starke Träger erhält. Bezeichnet γ das Gewicht von 1 cbm Beton (also für Beton aus Ziegelstein-Schotter $\gamma = 1600$, für Bruchstein-Schotter etwa $\gamma = 2200$ kg), so ist für 1 m Senkkastenlänge die Belastung, Fig. 702 $P = \frac{(\gamma - 1000)\, b^2}{2}$ zu rechnen, worin b in m zu nehmen ist.

Fig. 703.

Fig. 702.

Fig. 704.

Nach der fortgeschrittenen Entwickelung des Beton-Eisenbaues könnte man die Träger über der Decke auch als Eiseneinlagen in den Beton betrachten und nach der Theorie der Decken aus Eisenbeton berechnen. Man erhält dann viel leichtere Träger. Bedingung dabei ist aber, daß man die Decke während der Betonierung gehörig unterstützt und eine genügend lange Pause eintreten läßt, damit der Deckenbeton gehörig erhärte.

Gegen die Seitenwände bezw. gegen die Konsolen an denselben, wirken bei regelmäßigem Gange der Arbeit von außen der Horizontaldruck des Wassers, bezw. des Bodens und von innen derjenige der verdichteten Luft. Über die Größe des ersteren sind bereits früher Mitteilungen gemacht worden. Der Luftdruck im Inneren soll stets mindestens gleich dem hydrostat. Drucke von außen, von Oberkante Wasserspiegel bis Unterkante des Senkkastens gerechnet, sein. Da derselbe auf die ganze Höhe des Senkkastens gleich groß ist, so wird bei den meisten Bodenarten noch ein Überschuß der inneren wagrechten Kraft über die äußere vorhanden sein; nur bei

Sand und Kies wird das Umgekehrte stattfinden. Jedenfalls genügen die Konsolen jeder Art, (auch die mit den Deckenträgern nur durch Niete verbundenen) in Verbindung mit der Ausmauerung diesen Beanspruchungen vollständig.

In den Fig. 703, 704 sind die Horizontalschübe für die Längeneinheit (1 m) der Wand des Senkkastens graphisch dargestellt. Und zwar ist, um unmittelbar aus den Flächen den Überschuß des Druckes nach der einen oder anderen Richtung hin abgreifen zu können, der Horizontalschub des Bodens auf Horizontalschub durch Wasser gebracht, indem die Grundlinie des Druckdreieckes nach dem Verhältnis $\frac{\gamma'}{\gamma}$ vergrößert ist, wenn γ' das Gewicht von 1 cbm Boden und γ das Gewicht von 1 cbm Wasser = 1000 kg bedeutet; letzteres ist als Einheit angenommen.

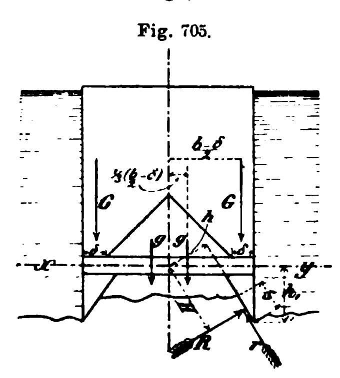
Wasserdruck
Erddruck
Luftdruck
Äußerer Überdr.
Innerer „

Der in qm berechnete Inhalt der Flächen (vergl. die nebenstehend beigefügte Erklärung) gibt unmittelbar den äußeren oder inneren Überdruck für 1 m Länge, der geraden Wand des Senkkastens in t. Verwiesen sei hier außerdem auf die statische Berechnung gemauerter Senkkasten S. 369 ff.

Eine Beschädigung eiserner Senkkastenwände durch den äußeren Erddruck ist, soviel bekannt, nur einmal in Kehl vorgekommen; sie erstreckte sich dort aber auch nur auf die Bleche, die nicht durch Mauerwerk zwischen den Konsolen versteift waren. Zudem war der Senkkasten-Raum sehr hoch, die Schneide des Senkkastens nicht sonderlich kräftig gegen wagrechte Biegung, und es bestand der Boden aus grobem Kies. Auch war die schräge (innere) Seite der Konsolen so wenig geneigt, wie sie jetzt nicht mehr angeordnet wird.

Jedenfalls ist der äußere oder innere Überdruck bei gleichmäßigem Gange der Arbeiten für einen Senkkasten, nach dem Vorschlage des Verfassers ausgeführt, ungefährlich. Bedeutendere Beanspruchungen der Konsolen treten nur auf, wenn sich der Erdboden keilförmig in den Hohlraum einpreßt, sei es infolge einer plötzlichen Luftverdünnung, oder noch bevor die Arbeit in verdichteter Luft begonnen hat, wenn der Senkkasten in den Grund eindringt, während fließendes Wasser außen den Boden fortspült.

Fig. 705.



Bei plötzlichen Luftverdünnungen wird, wenn der Senkkasten bereits im Boden steht, der äußere Wasser- und Erddruck einen Teil des durch den eingepreßten Boden erzeugten inneren Horizontalschubes aufheben. Außerdem tritt als günstige Kraft der Reibungswiderstand an den Außenwänden hinzu. Überhaupt würde man dieser Beanspruchung nur bei ihren Grenzzuständen, und für bestimmte Fälle rechnerisch nähertreten können, was aber hier unterlassen sei, weil es genügen muß, auf diese mögliche, aber bei vorsichtigem Betriebe zu vermeidende, größere Horizontalkraft aufmerksam zu machen.

In dem zweiten Falle treten die in Fig. 705 durch g, G, R und r bezeichneten Kräfte an jeder Hälfte des Senkkasten-Querschnittes auf. Es sei die Beanspruchung betrachtet, welche auf 1 m der Länge des Senkkastens entfällt, unter der Voraussetzung, daß das Mauerwerk aus Ziegeln besteht, und es bedeute:

g Gewicht des halben Mauerkörpers von dem in Fig. 700 schraffierten Querschnitt auf 1 m Länge, G Gewicht des übrigen Mauerkörpers auf dieser

Seite der Figur, ebenfalls für 1 m Länge und einschließlich des Mauerwerkes unter der Decke zwischen den Konsolen. Da das ganze Mauerwerk in Wasser getaucht ist, so sind die Gewichte g und G sogleich um 1000 kg vermindert einzuführen. Das Gewicht der Eisenkonstruktion ist vernachlässigt; will man dasselbe einführen, so kann es als gleichmäßig verteilt angenommen werden. Die Kräfte G und g müssen, wenn der Senkkasten von oben nicht mehr gehalten wird, durch die Kräfte R und r aufgenommen werden; r ist die Reibung längs der Innenfläche des Mauerwerkes zwischen den Konsolen, wirkt also in der Richtung dieser Fläche, und wird durch den Druck R, den der Boden gegen das Mauerwerk ausübt, erzeugt, ist also $= \mu R$, wenn μ den Reibungskoeffizienten bedeutet. Die Kraft g greift in der Entfernung $1/3\left(\frac{b}{2} - \delta\right)$ von der Trägermitte an und G in der Entfernung $\frac{b-\delta}{2}$.

Bezeichnet man ferner mit H und h die Hebelsarme der Kräfte R und r in bezug auf die Trägermitte, so erhält man für diese Belastungsart als Moment in der Trägermitte:

$$M_{(m)} = \frac{g}{3}\left(\frac{b}{2} - \delta\right) + G\frac{b-\delta}{2} - R\left[H - \mu h\right].$$

Zur Bestimmung von R dient folgende Betrachtung: Die senkrechten Seitenkräfte von R und r, oder, was dasselbe sagen will, μR müssen offenbar $= g + G$ sein; die senkrechte Seitenkraft von R ist aber, Fig. 706: $V = R \sin\alpha$, die senkrechte Seitenkraft von r oder μR ist: $v = \mu R \cos\alpha$. Es muß also sein:

$$g + G = R\,(\sin\alpha + \mu\cos\alpha) \text{ und: } R = \frac{g + G}{\sin\alpha + \mu\cos\alpha}.$$

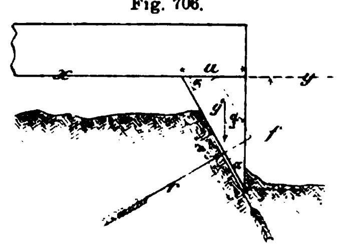
Somit erhält man für das Moment in der Mitte:

$$M_{(m)} = \frac{g}{3}\left(\frac{b}{2} - \delta\right) + G\frac{(b-\delta)}{2} - \frac{(g+G)(H - \mu h)}{\sin\alpha + \mu\cos\alpha}.$$

α ist der Winkel der Senkkastenschneide. Es ist in obiger Formel:

$h = \frac{b}{2}\cos\alpha - h_1 \sin\alpha$; $H = h_1\frac{(\cos^2\alpha - \sin^2\alpha)}{\cos\alpha} + \frac{b}{2}\sin\alpha - \frac{s}{2}$, wenn h_1 den Abstand der Senkkastenschneide von der Mitte der Deckenträger, und s die Länge bedeutet, auf welche die Konsolen inwendig durch den eingedrungenen Boden gedrückt werden (s. auch Fig. 706).

Fig. 706.



Der Angriffspunkt von R liegt also in der Mitte von s. Liegen die Querträger n Meter voneinander entfernt, so wird das Moment eines Querträgers bei dieser Beanspruchung n mal so groß.

Das Moment $M_{(h)}$, welches bei einer derartigen Stellung in einem wagrechten Schnitte xy durch die Konsole unmittelbar unter der Decke des Senkkastens auftritt, berechnet sich (für 1 m Länge) wie folgt:

Es wirken an dem unteren abgeschnittenen Teile die Kräfte R und r, sowie das Gewicht des Mauerwerkes zwischen den Konsolen $= g'$. Die Hebelsarme dieser Kräfte in Bezug auf die Mitte des Schnittes, dessen Länge a sei, Fig. 706, sind:

für R: $\frac{f}{\cos\alpha} - \frac{a\sin\alpha}{2}$ (von f die Größe in der Fig. angegeben),

für r oder μR: $\frac{a \cos \alpha}{2}$ und endlich für g': $\frac{a}{6}$.

Es berechnet sich also das Moment zu:

$$M_{(h)} = -R\left[\frac{f}{\cos \alpha} - \frac{a \sin \alpha}{2} + \frac{\mu a \cos \alpha}{2}\right] + \frac{g' a}{6}.$$

Für g' ist wieder das Gewicht des Mauerwerkes abzüglich seines Verlustes im Wasser in Rechnung zu stellen. Setzt man für R den vorhin ermittelten Wert $\frac{g + G}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha}$ ein, so erhält man:

$$M_{(h)} = \frac{g' a}{6} - \left[\frac{f}{\cos \alpha} - \frac{a \sin \alpha}{2} + \frac{\mu a \cos \alpha}{2}\right] \frac{g + G}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha}.$$

Liegen die Konsolen n Meter von einander entfernt, so wird das Moment, dem jede Konsole bei dieser Stellung in dem Schnitte Widerstand zu leisten hat $= n$ mal dem eben berechneten.

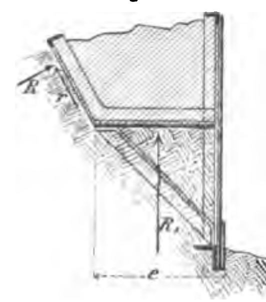
Sowohl das Moment in der Trägermitte, als auch das in dem wagrechten Querschnitte unter der Decke, wird sehr groß, wenn das Gewicht $G + g$ sehr groß ist, also bei großen Breiten des Senkkastens und großen Wassertiefen.

Für die Aufnahme des großen Momentes durch die Deckenträger in der Mitte derselben wirkt der Umstand günstig, daß die untere gezogene Gurtung durch die Blechdecke des Senkkastens auf das wirksamste verstärkt wird, die obere gedrückte dagegen durch das Mauerwerk, in welchem sie sich befindet. Diesem Umstande ist es zuzuschreiben, daß eine Zerstörung der Träger durch ähnliche Belastungen noch nicht vorgekommen ist. Man hat dieselbe daher nicht zu befürchten und kann die Stärke der Träger in der Mitte in der früher angegebenen Weise ermitteln. Das große Moment $M_{(h)}$ in dem Horizontalschnitt xy unter der Decke dagegen, wird bei den Senkkasten, bei denen die Konsolen nur durch Niete mit den Trägern verbunden sind, einzig durch diese aufgenommen, und es ist somit sehr erklärlich, daß diese Niete bei derartiger Beanspruchung reißen.

Diese Betrachtung rechtfertigt sonach die vom Verfasser empfohlene Ausführungsweise, nach welcher Konsolen und Träger in einem Stück hergestellt werden.

Aus dem gleichen Grunde wird auch eine Ausführung, bei der die Blechdecke nur bis zum Anfang der Konsolen wagrecht, dann aber längs der inneren Seite derselben schräg zur Senkkastenschneide heruntergeführt ist, und bei welcher die äußere, senkrechte Blechwand durch einen Gitterträger ersetzt wird, größere Festigkeit gegen Abreißen der Konsolen zeigen als die gewöhnliche.

Fig. 707.



Außerdem wirkt auch die Größe der Fläche an der Schneide, auf welcher das Mauerwerk in den Konsolen steht, günstig für die Verkleinerung der Momente, Fig. 707.

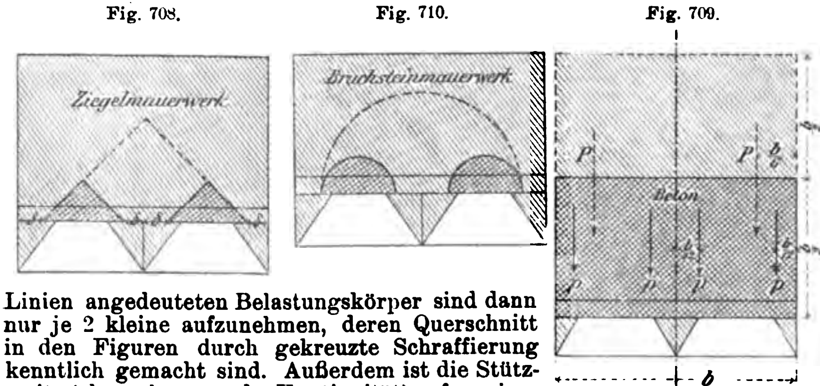
Bisher ist der größeren Einfachheit halber der Querschnitt als vollständiger Keil angenommen. Befindet sich unter dem Mauerwerk eine breitere Fläche ($= e$ in der Figur), so wird der Boden unterhalb derselben in senkrechter Richtung einen Gegendruck R_1 ausüben, der je nach seiner Festigkeit größer oder kleiner ist und unmittelbar den Druck des Mauerwerkes aufnimmt. Der schräg gerichtete Gegendruck R (Fig. 705) wird dadurch wesentlich verkleinert und mit ihm namentlich das Moment $M_{(h)}$.

Eine Beanspruchung wie die besprochene tritt leicht auf, wenn in tiefem, stark fließendem Wasser die Senkkasten mit Hilfe von Eisen-

mänteln über der Decke (Newa-Brücke in St. Petersburg, Fig. 689, 690) als schwimmende Körper ohne Gerüste auf den Grund gesenkt werden, ohne daß man, sobald der Senkkasten den Grund erreicht, gegen das Fortspülen des Bodens um denselben Vorsichtsmaßregeln ergreift, bezw. sofort mit den Versenkungs-Arbeiten beginnt. Wartet man mit letzteren und mit der Einführung der verdichteten Luft so lange, bis man das Mauerwerk in dem Blechmantel über der Decke bis über Wasserspiegel voll aufgeführt hat, so wird durch die große Last der Senkkasten tief in den Boden gedrückt, während gleichzeitig das Wasser außen den Boden fortschwemmt. Bei dieser Art der Ausführung wird man also eine **breite** Schneide anordnen, die Deckenträger und Konsolen als ein Ganzes ausführen und auch noch die Blechdecke längs der schrägen Seite der Konsolen zur Schneide hinunter führen, wenn man nicht vorzieht, den Grund gegen Auskolken zu sichern, wo dann die eine oder die andere Konstruktions-Maßregel entbehrlich wird.

Hat man bei großen Senkkasten zur Unterstützung der Deckenträger in der Längsachse des Senkkastens unter der Decke eine Tragwand angeordnet, so sind infolgedessen die Belastungen der Querträger bedeutend verringert. Anstatt der großen in den Fig. 708—710 durch punktierte

Fig. 708. Fig. 710. Fig. 709.



Linien angedeuteten Belastungskörper sind dann nur je 2 kleine aufzunehmen, deren Querschnitt in den Figuren durch gekreuzte Schraffierung kenntlich gemacht sind. Außerdem ist die Stützweite (abgesehen von der Kontinuität) auf weniger als die Hälfte verringert.

Werden solche Senkkasten an Ketten oder mit Hilfe eiserner Mäntel schwimmend durch tiefes Wasser auf den Grund gesenkt, so muß man während dieser Zeit die Belastungen der Querträger passend regeln, damit dieselben nicht durch zu große Mauerlast, oder auch bei zu geringer Belastung in der Mitte durch den Auftrieb des Wassers von unten, zu stark beansprucht werden. Übrigens läßt sich dies bei einiger Vorsicht, wie die Erfahrungen bei den großen Senkkasten für die Docks in Toulon, Fig. 686 bis 688, gezeigt haben, sehr gut ausführen.

3. Gewicht eiserner Senkkasten mit eiserner Decke.

Literatur.

Gewichte eiserner Senkkasten neuerer Konstruktion: Ann. des ponts et chauss. 1883 Févr. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1883 S. 548. — Formel für Gewichtsanschläge (nicht zu empfehlen), sowie Tafeln für die Stärken der hauptsächlichsten Teile der Senkkasten: Le génie civil 1883 t. IV Nr. 4 u. 5. — L. Brennecke über die Gewichte eiserner Senkkasten: Zeitschr. f. Bauw. 1884 H. VII bis IX.

Hierfür hat Verfasser a. a. O. Formeln entwickelt, die außer auf den im Vorstehenden für die Berechnung der Deckenträger angegebenen Belastungs-Annahmen auf folgenden Voraussetzungen beruhen:

Die Bleche für die Decke und die Seitenwände sind nur 5 mm stark. Da diese Teile im wesentlichen nur den luftdichten Abschluß zu bewirken

haben, so ist diese Stärke vollständig ausreichend, während dünnere Bleche sich nicht mehr empfehlen. Es wird nämlich bei ihrer Verwendung keine erhebliche Ersparnis mehr erzielt, weil sie für die Gewichtseinheit teurer sind, mehr Nietarbeit erfordern und schwerer zu dichten sind. Die Winkel, welche die wagrecht gedachte Decke mit der senkrechten (einfachen) Seitenwand verbinden, wurden dementsprechend schwach (etwa mit 6—8 qcm Querschnitt) angenommen. Die untere Schneide ist durch ein L-Eisen und ein Flacheisen von zusammen etwa 56 qcm Querschnitt verstärkt gedacht. Die Höhe der Seitenwand beträgt einschließlich ihres über die Decke hinausragenden Teiles etwa 2,6 m, wovon unter der Decke etwa 1,8 bis 2 m liegen. Die Entfernung der Konsolen von einander beträgt etwa 1,3 m, die Höhe der Deckenträger $^1/_8$ bis $^1/_{12}$ ihrer Länge. Bei dieser Ausführungsweise zerfällt das ganze Eisengewicht eines Senkkastens in 3 Teile, deren jeder nach einem anderen Verhältnisse wächst:

1. Im Verhältnisse zum Umfange U des Senkkastens wächst das Gewicht der Seitenwände mit den Konsolen daran.

2. Im einfachen Verhältnis zur Grundfläche G wächst das Gewicht der Decke und der Längsträger über derselben, die nur zur Aussteifung dienen und keine Last tragen.

3. Im Verhältnis einer Funktion, welche Grundfläche G und Breite b des Senkkastens enthält, wächst das Gewicht der Querträger.

Nach diesen 3 Gesichtspunkten ergibt sich das Gewicht P eines Senkkastens, dessen Decke mit Ziegelmauerwerk übermauert ist, wenn das Eisen der Deckenträger mit 700 kg/qcm beansprucht wird:

Ia. $P_z = 285\,U + 85\,G + 2{,}2\,b\,(b - 2\,\delta + 1)\,(G - \delta\,U).$

Alle Maße sind dabei in m und bezw. qm und kg zu nehmen. δ hat die früher angegebene Bedeutung = Abstand des Fußes des Belastungsprismas von der senkrechten Außenwand. Für $\delta = 1$ m geht die Formel über in:

Ib. $P_z = 285\,U + 85\,G + 2{,}2\,b\,(b - 1)\,(G - U).$

Rechnet man als Beanspruchung des Eisens der Deckenträger 1000 kg/qcm, was in Anbetracht der nur kurzen Verwendung wohl zulässig ist, so erhält man:

Ic. $P_z = 285\,U + 85\,G + 1{,}54\,b\,(b - 1)\,(G - U).$

Für Senkkasten, deren Decke mit Bruchsteinen übermauert werden soll, bei denen also das belastende Mauerwerk einen halbkreisförmigen Querschnitt und außerdem ein größeres Einheitsgewicht hat, erhält man bei einer Beanspruchung des Eisens mit 700 kg/qcm:

IIa. $P_b = 285\,U + 85\,G + 3\,b\,(b - 2\,\delta + 1)\,(G - \delta\,U).$

und $\delta = 1$ m gerechnet:

IIb. $P_b = 285\,U + 85\,G + 3\,b\,(b - 1)\,(G - U).$

Nimmt man die zulässige Beanspruchung = 1000 kg/qcm, so lautet die Formel:

IIc. $P_b = 285\,U + 85\,G + 2{,}10\,b\,(b - 1)\,(G - U).$

In gleicher Weise erhält man für Senkkasten, die mit Beton überschüttet werden sollen, im Anschlusse an die früher mitgeteilte Belastungs-Annahme und unter der Voraussetzung, daß das Gewicht des Betons um das Gewicht des verdrängten Wassers vermindert ist und daß die Beanspruchung des Eisens 700 kg/qcm beträgt bei Beton aus Ziegelsteinschotter:

IIIa. $P_{zb} = 285\,U + 85\,G + 1{,}11\,G\,(b + 2)^2.$

Für eine Beanspruchung des Eisens = 1000 kg/qcm:

IIIb. $P_{zb} = 285\,U + 85\,G + 0{,}9\,G\,(b + 2)^2.$

Desgl. bei Anwendung von Bruchsteinschotter und einer Beanspruchung des Eisens = 700 kg/qcm:

IVa. $P_{b\,b} = 285\,U + 85\,G + 1{,}9\,G\,(b+2)^2$,

und bei der Beanspruchung von 1000 kg/qcm:

IVb. $P_{b\,b} = 285\,U + 85\,G + 1{,}54\,G\,(b+2)^2$.

Bei sehr breiten Senkkasten ordnet man, wie S. 359 hervorgehoben, in der Längsachse noch einen Stützpunkt für die Querträger an.

Daß diese Stütze nicht in einer durchgehenden Blechwand mit Konsolen zu beiden Seiten zu bestehen braucht, ist bereits angeführt; sie kann einfach als Fachwerkträger ausgeführt werden, dessen Konsolen Füllmauerwerk enthalten. Bei solcher Form enthält 1 m Länge einer solchen Längswand unter der Decke etwa 160 bis 175 kg Eisengewicht. Wird angenommen, daß n solcher Längswände der Länge l unter der Decke angeordnet wären, so lauten die Gewichts-Formeln derartiger Ausführungen wie folgt:

Bei der Beanspruchung des Eisens mit 700 kg/qcm:

1. Für Ziegelmauerwerk über der Decke:

$$\text{Va.}\quad P_z = 285\,U + 85\,G + 2{,}2\,b\left(\frac{b}{n+1} - 2\delta + 1\right)\left[\frac{G}{n+1} - \delta\left(U - \frac{2\,n\,b}{n+1}\right)\right] + 175\,n\,l\ \text{(kg)}.$$

2. Für Bruchsteinmauerwerk:

$$\text{VIa.}\quad P_b = 285\,U + 85\,G + 3\,b\left(\frac{b}{n+1} - 2\delta + 1\right)\left[\frac{G}{n+1} - \delta\left(U - \frac{2\,n\,b}{n+1}\right)\right] + 175\,n\,l.$$

3. Für Beton aus Ziegelschotter:

$$\text{VIIa.}\quad P_{zb} = 285\,U + 85\,G + 1{,}11\,G\,\frac{(b+2)^2}{(n+1)^2} + 175\,n\,l.$$

4. Für Beton aus Bruchsteinschotter:

$$\text{VIIIa.}\quad P_{bb} = 285\,U + 85\,G + 1{,}9\,G\,\frac{(b+2)^2}{(n+1)^2} + 175\,n\,l.$$

Bei einer Beanspruchung des Eisens von 1000 kg/qcm vermindern sich die Koeffizienten der 3. Glieder der Reihe nach auf 1,54, 2,10, 0,9 u. 1,54.

In der Regel wird nur eine Längswand vorkommen, wie z. B. bei breiten Brückenpfeilern. Für diesen Fall gibt die Formel genügend genaue Werte, wenn man das 4. Glied mit dem ersten zusammenzieht. Man erhält dann die einfacheren Formeln:

Bei Beanspruchung des Eisens 700 kg/qcm:

$$\text{Vb.}\quad P_z = 360\,U + 85\,G + 2{,}2\,b\left(\frac{b}{2} - 1\right)\left[\frac{G}{2} - (U - b)\right]\ \text{f. Ziegelmauerwerk.}$$

$$\text{VIb.}\quad P_b = 360\,U + 85\,G + 3\,b\left(\frac{b}{2} - 1\right)\left[\frac{G}{2} - (U - b)\right]\ \text{f. Bruchsteinmauerw.}$$

$$\text{VIIb.}\quad P_{zb} = 360\,U + 85\,G + 1{,}11\,(b+2)^2\,G\ \text{für Ziegelbeton.}$$

$$\text{VIIIb.}\quad P_{b\,b} = 360\,U + 85\,G + 1{,}9\,(b+2)^2\,G\ \text{für Bruchsteinbeton.}$$

Bei einer Beanspruchung von 1000 kg/qcm verringern sich die Koeffizienten ebenso wie vorhin angegeben.

Für δ ist in den letzten Formeln wieder der Wert 1 m eingesetzt worden.

Die Formeln IIIa und b, IVa und b, VIIa und b, VIIIa und b setzen voraus, daß die Deckenträger den Beton über der Decke wirklich tragen. Führt man die Decke als Eisenbeton-Konstruktion aus (vergl. S. 355), so braucht man erheblich weniger Eisen.

b. Senkkasten aus Mauerwerk und Beton mit und ohne Eisen-Einlagen.

Literatur.

Gärtner über den Bau der Lauenburger Elbebrücke: Zeitschr. d. österreich. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879 S. 41. — Dieselbe Arbeit, ins Holländische übertragen: Tijdschr. van het Koninklijk Inst. v. Ingen. 1881 S. 281. — Séjourné über den Bau des Viaduktes bei Marmande: Ann. des ponts et chauss. 1883, Februar. — L. Brennecke über Senkkasten aus Mauerwerk: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1884 H. IV. — Wiesner, Bau der Elbebrücke bei Lauenburg: ebenda H. 6. — Handbuch der Ing.-Wissensch., erster Band, dritte Abt., Der Grundbau VII. Kap.

1. Beschreibung der Senkkasten.

Das Bestreben, den Verbrauch des teuren Eisens bei Senkkasten möglichst einzuschränken, führte zu dem Versuch, dieselben aus Mauerwerk herzustellen. Schon beim Bau der Brücke über Oder und Parnitz bei Stettin, sowie über den Rhein bei Düsseldorf wurden Senkkasten verwendet, deren Umhüllung nur teilweise aus Eisenblech bestand, während ein großer Teil aus Mauerwerk mittels Überkragung gebildet wurde. Indessen war das Eisengewicht ein erhebliches und noch größer, als bei den ganz aus Eisen hergestellten Senkkasten der Elbebrücken bei Hämerten und Dömitz. Es enthielten nämlich die Senkkasten der Brücke:

bei Hämerten 301 kg Eisen }
„ Dömitz 251 „ „ } für 1 qm der Fundament-Grundfläche.
„ Düsseldorf 397 „ „ }

Fig. 711, 712.

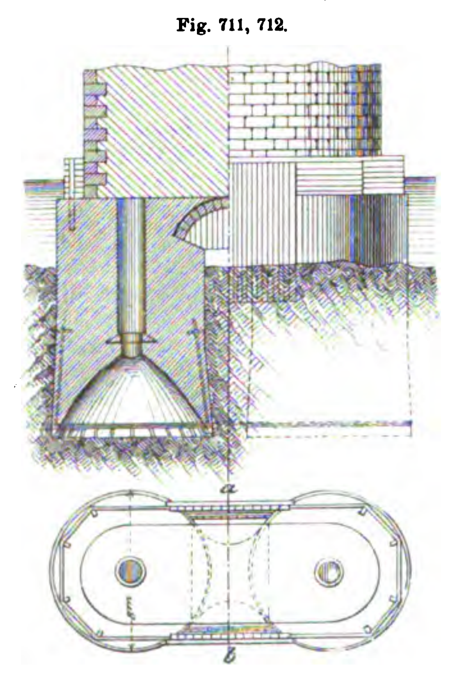
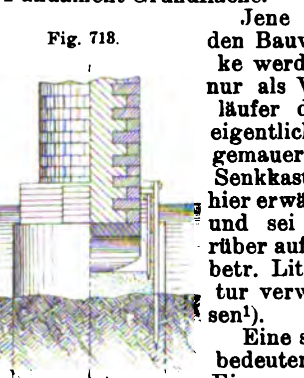


Fig. 718.



Jene beiden Bauwerke werden nur als Vorläufer der eigentlichen gemauerten Senkkasten hier erwähnt und sei darüber auf die betr. Literatur verwiesen[1]).

Eine sehr bedeutende Eisenersparnis gegenüber den eisernen wurde erst bei den gemauerten Senkkasten der Lauenburger Elbebrücke erreicht[2]). Die Gründungen geschahen hier in verschiedener Weise. Die ersten Pfeiler wurden auf einzelne kleinere gemauerte Senkkasten von kreisförmigem Grundriß gestellt, die unter Wasser durch Bögen verbunden wurden,

[1]) „Erweiterungs-Bauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn" und „Fundierung der Eisenbahnbrücke über die Parnitz bei Stettin"; Wochenbl. d. Archit.-Ver. zu Berlin 1867. — Rheinbrücke bei Düsseldorf i. d. Zeitschr. f. Bauw. 1872 und Zeitschr. d. Archit.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873 S. 92; 1876 S. 823; 1879 S. 525.

[2]) Im Grundbau d. Handb. d. Ing.-Wiss. (I. Band, 3. Abt.) S. 278 sagt Zschokke: „Der erste Versuch zur Herstellung von Caissons aus Mauerwerk wurde durch die Bauunternehmer Klein, Schmoll & Gärtner usw. gemacht". Dies erweckt den Anschein, als wäre die Neuerung von dieser Firma ersonnen. Dies ist aber nicht richtig. Die neue Bauweise wurde von Geheimrat Grüttefien oder Schwedler ersonnen und von mir bearbeitet. Gen. Firma übernahm nur die Ausführung.

Fig. 711, 712, 713. Um die Bögen herstellen zu können, wurden Spundwände zwischen den runden Senkkasten geschlagen, an welche sich hölzerne kalfaterte Kasten über den beiden Fundament-Körpern anschlossen. Die Sohle zwischen den Spundwänden und den beiden Fundament-Körpern wurde betoniert und nach Erhärtung derselben das Wasser ausgepumpt. Die untere Arbeitskammer wurde, wie die Figuren zeigen, aus überkragtem Ziegelmauerwerk gebildet, welches unten auf einem eisernen Kranz, Fig. 714, von 40 cm Höhe, der aus einem wagrechten und zwei senkrechten Blechen von je 10 mm Stärke und den nötigen L-Eisen und kleinen Konsolen gebildet wurde. Über den eisernen Schlingen folgten 3 Bohlenlagen aus Rotbuchenholz von je 8 cm Stärke, die um ebensoviel nach innen überkragten. Vor dem Aufeinanderlegen wurden die Bohlen beiderseitig mit Teer gestrichen, dann auf die eisernen Schlingen geschraubt und schließlich kalfatert. Auf die obere Bohle wurde das Mauerwerk gesetzt, das mit dem eisernen Kranze durch 3 m lange Anker von 2 cm Stärke verbunden wurde. Oben am Schlusse der Auskragung wurde ein Schachtrohrstutzen mit wagrechter Platte, die in das Mauerwerk einband, eingelegt; auf diesen wurden die später wieder zu entfernenden Schachtrohre festgeschraubt.

Fig. 714

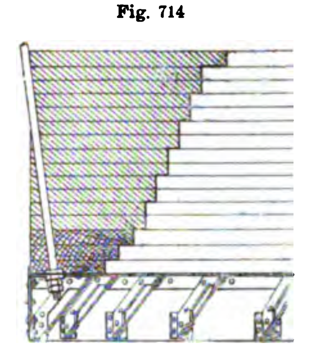
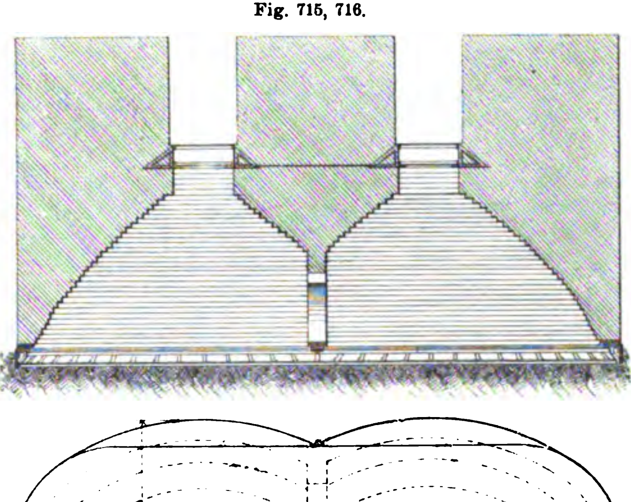


Fig. 715, 716.



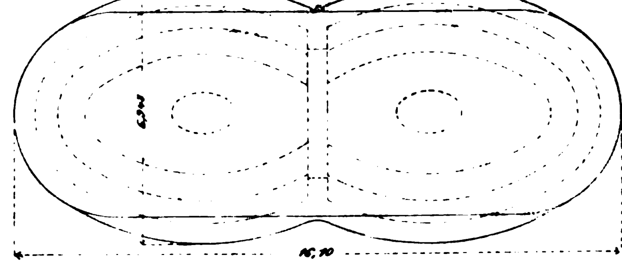


Fig. 717.

Bei der Gründung des ersten Strompfeilers erwies sich die Herstellung des Verbindungs-Bogens unter Wasser nicht nur als sehr kostspielig (etwa 5100 M. ohne Gerätekosten), sondern auch namentlich als sehr zeitraubend: es waren zur Herstellung mit allen Nebenarbeiten etwa 6 Wochen erforderlich. Es wurde daher noch im Winter des ersten Baujahres vom

Verfasser ein Entwurf für einen einheitlichen gemauerten Senkkasten für jeden Strompfeiler von elliptischer Grundrißform mit Achsen von 7 und 15,9^m Länge ausgearbeitet, der indessen nicht zur Ausführung kam, weil die Behörde diese Form des Kastens zu gewagt fand. Statt der einen Ellipse wurden als Grundriß für die noch übrigen 2 Strompfeiler vielmehr 2 sich durchschneidende Ellipsen gewählt, Fig. 715, 716. Zwischen den Schnittpunkten der Ellipsen wurde eine Querverbindung, Fig. 717, angeordnet, über welche ein Gurtbogen gespannt wurde, auf den sich das Mauerwerk aufsetzte. Der Hohlraum bestand so aus 2 Kuppeln, in deren Schluß je ein Schachtrohrstutzen eingemauert wurde. Die beiden Stutzen wurden sowohl unter sich durch ein starkes eisernes Zugband, als auch mit dem eisernen Schlinge durch Anker verbunden. Letzteres, Fig. 718, war ähnlich wie dasjenige der kreisförmigen Senkkasten des ursprünglichen Entwurfes gebildet. Auch die 3 Bohlenlagen behielt Verfasser bei, weniger indessen, weil er dieselben für notwendig hielt,

Fig. 718.

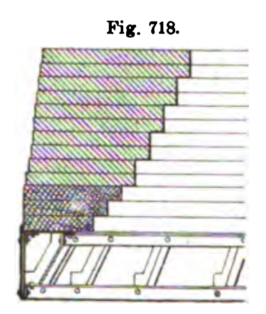


Fig. 719.

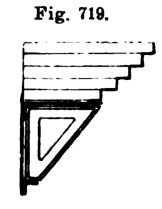


Fig. 720.

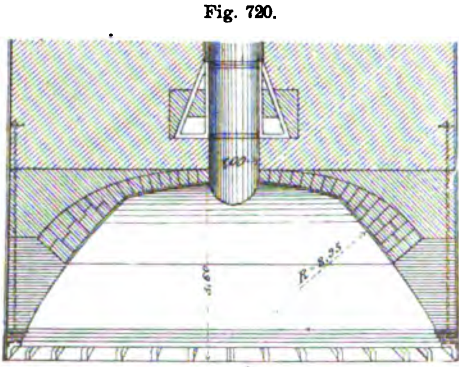
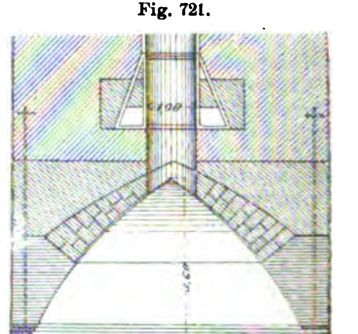


Fig. 721.



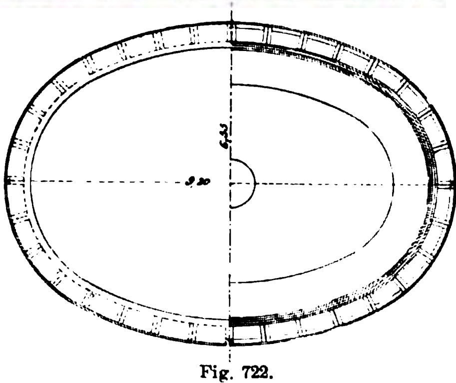


Fig. 722.

als vielmehr, weil die bereits abgeschlossene Verdingung für sämtliche Senkkasten diese Bohlen vorgesehen hatte. Verfasser empfiehlt die Bohlen fortzulassen und dann den eisernen Brunnenschling etwas höher und breiter zu machen, Fig. 719, was mit denselben Mitteln erreichbar ist. Das Mauerwerk liegt bei dieser Anordnung zwischen dem Eisen, sodaß eine Verschiebung des Schlinges gegen dasselbe weniger zu befürchten ist, als bei der Anordnung von Bohlen, bei welcher dieselbe nur durch einige Maueranker verhindert wird. Zudem ist der Anschluß des Mauerwerkes an das Eisen ein innigerer als derjenige an das Holz.

Es wird also die an zweiter Stelle beschriebene Ausführung auch dichter werden als die andere.

Das Mauerwerk zur Bildung der Arbeitskammer wurde in Lauenburg durchweg in gutem, nicht zu langsam bindendem Zementmörtel ausgeführt. Für die überkragenden Steine wurden Klinker verwendet; indessen genügen hierfür auch hart gebrannte gewöhnliche Ziegelsteine.

Trug der Verfasser schon kein Bedenken bei der Bearbeitung des umgearbeiteten Entwurfes als Grundrißform für die gemauerten Senkkasten eine einheitliche Ellipse mit sehr flachen Längsseiten anzuwenden, so empfahl derselbe in seiner bereits im Winter 1882 zu 1883 geschriebenen Arbeit „Über Senkkasten aus Mauerwerk“ (Zeitschr. des Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1884, H. IV.) solche mit geraden Längswänden, die sich der Pfeilerform enger anschließen, infolgedessen Mauermassen und Erdarbeiten sich vermindern.

Fig. 723.

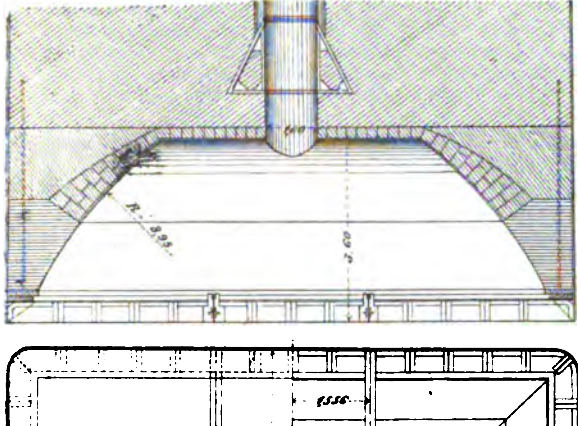
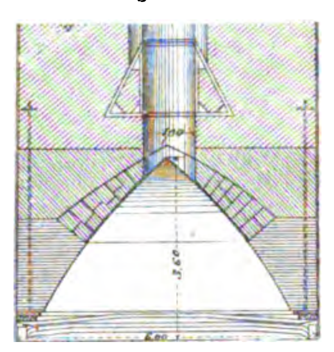


Fig. 724.



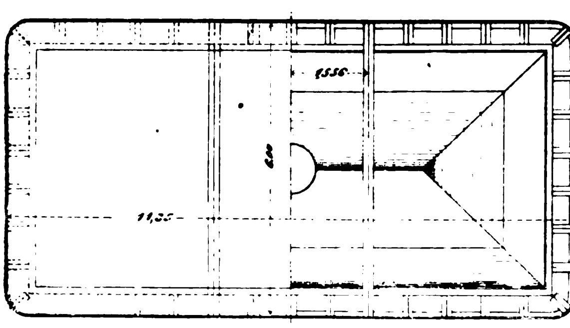


Fig. 725.

Noch bevor diese Arbeit gedruckt wurde, brachten die Ann. des ponts et chauss. 1883, im Februar eine Veröffentlichung über eine Ausführung derartiger gemauerter Senkkasten mit geraden Seitenwänden bei dem Viadukt zu Marmande in Frankreich, welche die Ausführbarkeit des vom Verfasser gemachten Vorschlages bestätigten. Für die Pfeiler desselben waren ursprünglich eiserne Senkkasten entworfen und war auch die Mehrzahl derselben bereits in dieser Weise gegründet, als der den Bau leitende Ingenieur Séjourné durch die Veröffentlichung Gärtners: „Entwicklung der pneumatischen Fundierungs-Metode und Beschreibung der Fundierung der Elbebrücke bei Lauenburg“ von der Anwendung der Senkkasten aus Mauerwerk erfuhr. Infolgedessen wandte Séjourné für die noch übrigen 3 Mittelpfeiler und den Brückenkopf diese neue Bauart an. Und zwar wählte er für die ersteren einen elliptischen Grundriß, Fig. 720—722, für den Brückenkopf aber einen rechteckigen, Fig. 723—725. Den Querschnitt der Brunnenschlinge bildete er für die Mittelpfeiler genau dem Lauenburger nach, während er denjenigen für den rechteckigen Brückenkopf

stärker nahm. Für letzteren ordnete er auch 2 kräftige Quer-Verbindungen an, um den Horizontalschub unschädlich zu machen, welchen die Auskragung, bezw. das Gewölbe, auf den Brunnenkranz ausübt. Auch die 3 Bohlenlagen. welche in Lauenburg über dem Eisenschlinge angeordnet waren, behielt er bei. Bei der Herstellung des Hohlraumes wich er insofern von der Lauenburger Ausführung ab, als er denselben nur im unteren Teile durch Überkragung mit Ziegelsteinen bildete, oben aber durch ein Spitzbogen-Gewölbe aus Werksteinen abschloß, welches also in der Längenachse einen Grat bildete. Diese Bögen wurden mit Bruchsteinen in Zementmörtel hintermauert; über dem Schlusse des Gewölbes aber wurde das Mauerwerk in Kalkmörtel ausgeführt.

Es ist selbstverständlich, daß das Mauerwerk für die Arbeitskammer mit vollen Fugen und besonderer Sorgfalt ausgeführt werden muß. Ein Putzen der Wandflächen (innen und außen) wurde in Lauenburg nur bei einem der kleinsten kreisrunden Senkkasten von 4 m Durchmesser nachträglich ausgeführt, weil derselbe einen Riß bekommen hatte. In Marmande dagegen ist ein glatter und dichter Putz bei allen 4 Senkkasten vorgesehen worden. Bei gutem Mauerwerk ist ein solcher nicht unbedingt notwendig, aber jedenfalls sehr empfehlenswert. Der innere Wandputz erhöht sehr wesentlich die Dichtigkeit des Senkkastens, wie man aus dem von Séjourné mitgeteilten Luftverbrauch ersehen kann, der sich bei den in solcher Weise hergestellten gemauerten Senkkasten wesentlich niedriger stellte, als bei den eisernen. Der äußere Wandputz vermindert die Seitenreibung in dem umgebenden Erdreiche.

Betreffs der Form des Hohlraumes ist folgendes hervorzuheben: Es empfiehlt sich nicht, wie dies in Marmande geschehen, in der Längsachse einen wagrechten Grad anzuordnen, weil einmal das Dichtmachen etwa eingetretener Risse durch diese Form erschwert wird, und weil 2. dadurch die Möglichkeit ausgeschlossen ist, den Hohlraum nach beendeter Versenkung und Entfernung der Schleusen und Schachtrohre ohne verdichtete Luft in gewöhnlicher Weise mit Beton auszufüllen.

Es ist zweckmäßiger auch für Senkkasten mit ganz geraden Wänden, einzelne Gurtbögen anzuordnen und nach jedem Schachtrohre hin den Hohlraum kegelförmig zu gestalten. Man kann in diesem Falle bei Eintreten von Rissen, von den eisernen Schachtrohren aus beginnend, jene sehr bequem wieder verstreichen. Desgleichen wird bei einer Betonausfüllung ohne Anwendung verdichteter Luft höchstens unter dem Gurtbogen ein kleiner Hohlraum verbleiben, dessen Entstehung man übrigens auch durch vorheriges Untermauern des Bogens leicht vorbeugen kann. Die eisernen Querverbindungen darf man nicht zu niedrig legen, weil sie sonst bei einem starken Setzen des Senkkastens leicht durch den eindringenden Boden nach oben verbogen werden und dabei die Seitenwände zerstören. Man ordnet sie am besten oberhalb des eisernen Schlinges in fester Verbindung mit demselben an.

Daß man an Stelle des Mauerwerkes zur Herstellung des Senkkastens auch Beton verwenden kann, besonders solchen mit Eiseneinlagen, ist selbstverständlich. Bei sorgfältiger Ausführung werden so hergestellte Arbeitskammern voraussichtlich noch dichter und in Eisenbeton auch wesentlich widerstandsfähiger werden, als gemauerte.

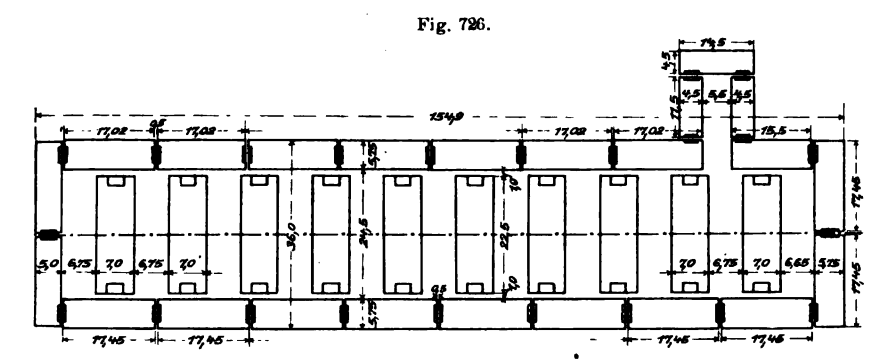
Ausführungen in Beton sind verschiedentlich von Zschokke entworfen und ausgeführt, so in Rom, Livorno, Luzern usw. Es handelte sich dabei meist um kleinere Senkkasten. Etwas größer waren diejenigen für die Mauern des Trockendocks in Carraca bei Cadix 17,02 m × 5,75 m. Die kleineren Ausführungen bieten nichts besonderes. Die Herstellung des Trockendocks bei Cadix bringt aber manches Neue und soll nach den Mitteilungen von Zchokke im Handb. d. Ing. Wissenschaften, I. Bd., 3. Abt., Kap. VII S. 282, und Ann. des ponts et chauss. 1904, S. 231, beschrieben werden.

Man hatte nach anscheinend gefälschten Boden - Untersuchungen (27 Bohrlöcher) in einer Tiefe von 16,60 — 18,84 m unter Hochwasser

eine Felsbank erwartet, traf aber statt dessen lehmigen Sand mit viel Wasser und darunter bis zu großen Tiefen tragfähigen Sand. Die Seitenwände wurden aus einzelnen Senkkasten von 17,46 m Länge und 5,75 m Breite hergestellt, welche wie Fig. 726 zeigt, dicht aneinander gereiht wurden. Die Senkkasten bestanden aus Stampfbeton, hatten als Schneide unten nur ein mit der offenen Seite nach oben gekehrtes U-Eisen und senkrechte und wagrechte, mit dem U-Eisen verbundene Einlagen aus Winkeleisen, wie Fig. 727—730 sehen lassen. An den schmalen Seiten waren je 2 Einschnitte angeordnet, die unten spitz ausliefen und zur wasserdichten Verbindung der benachbarten Betonblöcke nachträglich mit Beton ausgefüllt wurden. In welcher Weise dies geschah, ob mit Hilfe von Preßluft oder ohne solche, ist in beiden Quellen nicht gesagt.

Man hatte anfangs gehofft, die Sohle in gewöhnlicher Weise freibaggern und betonieren zu können, stand aber aus Furcht vor dem Kippen der Seitenwände, wenn man die Erde im Inneren entfernte, davon ab und stellte auch die Sohle mit Hilfe von Preßluft her. Bei den Seitenwänden hatte man die einzelnen Senkkasten so weit es ging ohne Preßluft abgesenkt und war dies bis 8 m unter dem Wasserspiegel möglich gewesen,

Fig. 726.



weil die oberen Schichten aus wasserdichtem Boden (Klai?) bestanden. Man machte daher auch für die Docksohle zunächst einen Aushub von 6 bis 7 m im Trocknen und stellte dann 10 Senkkasten aus Eisenbeton von 22,5 m Länge und 7 m Breite her, die von einander 6,75 m entfernt waren.

Auch diese Senkkasten hatten, wie aus den Figuren ersichtlich ist, an den Enden große Einschnitte, um nachträglich einen wasserdichten Anschluß an die Seitenwände durch Einbringen von Beton herzustellen.

Diese Senkkasten wurden nun etwas tiefer abgesenkt als die spätere Oberfläche der Docksohle und dann ausbetoniert.

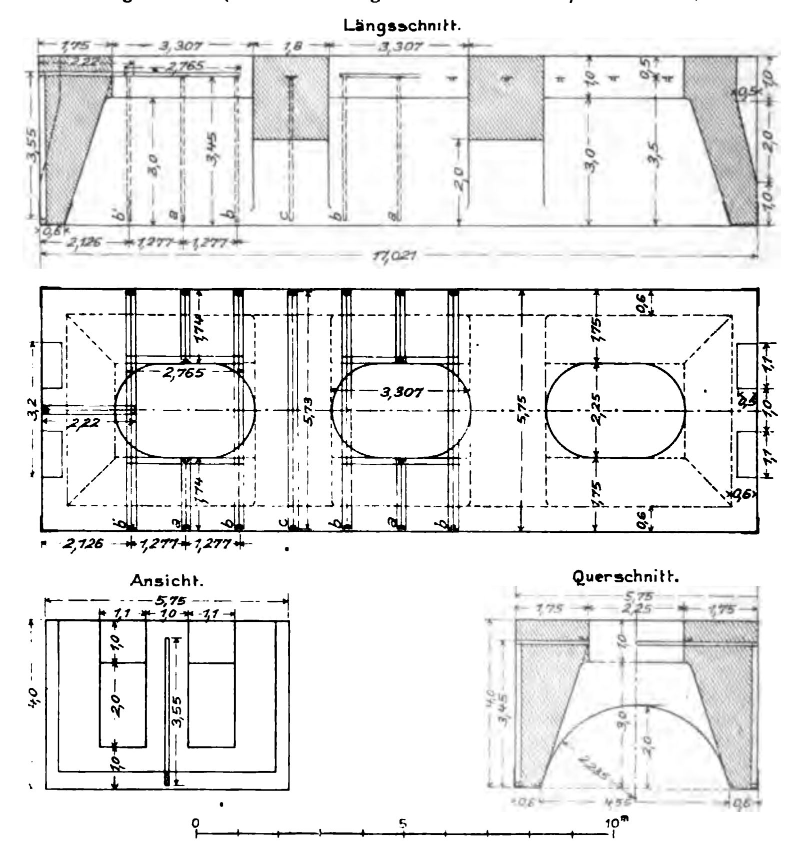
Nachdem so die beiden Seitenwände durch die 10 Sohlenstücke gegen einander ausgesteift waren, schachtete man den Boden zwischen den Senkkasten in der Sohle bis 60 cm unter der Oberkante der Sohle des fertigen Docks aus.

Da aber der Boden in größerer Tiefe stark wasserhaltig wurde und man jedes Wasserschöpfen vermeiden wollte, so setzte man die Ausschachtung der stehen gebliebenen Erdkörper nur bis zur Decke der bereits versenkten Senkkasten fort. Waren diese Decken erreicht, so verband man durch eine Schicht Eisenbeton, die man unmittelbar auf dem noch stehen gebliebenen Erdboden herstellte, die Decken der benachbarten Senkkasten und schloß diese Schicht gleichzeitig sorgfältig an die Seitenwände des Docks an. So erhielt man eine neue Arbeitskammer zwischen je 2 benachbarten, bereits fertigen Senkkasten, in die man durch Schachtrohre, welche auf der Eisenbetonschicht befestigt waren, einsteigen konnte, um den Boden unter Preßluft auszuheben. Zur Belastung der Decke der

neuen Arbeitskammer wurde vorher noch das Mauerwerk der Docksohle bis zur vollen Höhe fertig gestellt.

War die Ausschachtung beendet, so wurden auch diese Arbeitskammern mit Beton angefüllt. Um einen sicheren Anschluß der Betonfüllung in den Senkkasten an die Decken zu erreichen, hatte man in alle Decken der Arbeitskammern an verschiedenen Stellen Rohre eingelassen, die bis zur Unterkante der Decke reichten und etwa 0,50 m über der Decke einen Verschluß hatten. 2—3 Monate nach Beendigung der Betonierung im

Fig. 727—730 (n. Hdbch. d. Ing.-Wiss. 3. Aufl. I. Bd., 3. Abt. S. 282).



2. Statische Berechnung gemauerter Senkkasten.

Hierüber hat Verf. in den Annalen f. Gew. u. Bauw. 1883 eine Untersuchung veröffentlicht, der das Nachstehende entnommen wird:

Die Kräfte, welche auf die Wände des Senkkastens in wagrechter Richtung wirken, sind diejenigen, welche in erster Linie zu berücksichtigen sind. Es sind dies:

1. der Luftdruck von innen,
2. der Erd- und Wasserdruck von außen und:
3. der Horizontalschub, welchen das Pfeiler-Mauerwerk infolge der Auskragung erzeugt.

Es wird ein regelmäßiger Arbeitsgang vorausgesetzt, bei welchem der innere Luftdruck mindestens gleich dem äußeren Wasserdruck ist.

Bei Senkkasten von rechteckiger Grundrißform mit der Länge l und der Breite b, deren Längsschnitt ein Paralleltrapez, Fig. 731, bildet, wird der Querschnitt des Hohlraumes ein gleichschenkliges Dreieck sein, dessen Höhe zur Breite b in bestimmtem Verhältnisse steht, also $= \varepsilon b$ ist. Die Wassertiefe sei t_1, die Tiefe der Versenkung in den Boden t_2, der Abstand der Senkkastenschneide vom Wasserspiegel also $t_1 + t_2 = t$. Nach den S. 307 ff. angestellten Erörterungen über die Größe des Erd- und Wasser-

Fig. 731.

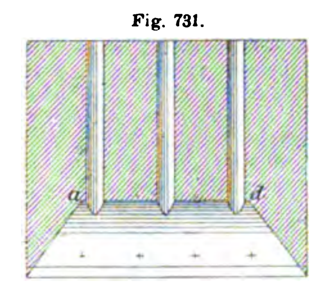
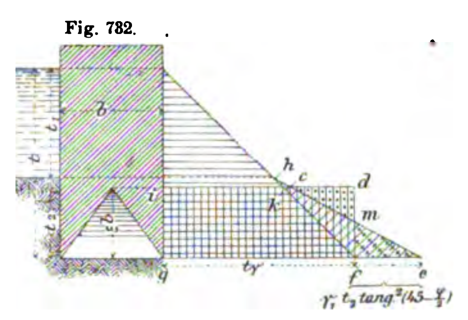


Fig. 732.



druckes erhält man für die gerade Seitenwand eines Senkkastens, der in durchlässigem Boden steht, die in Fig. 732 dargestellte Druckfigur. In derselben stellt das senkrecht gestrichelte Rechteck den Luftdruck dar. Die Höhe desselben ist gleich der Höhe des Senkkastens εb und die Grundlinie $= \gamma t$, wenn γ das Gewicht von 1 cbm Wasser $= 1$ t bedeutet. Die Fläche desselben (in qm) $\times$ 1 t gibt also unmittelbar die Größe des auf 1 m Wandlänge wirkenden inneren Luftdruckes.

In gleicher Weise stellen das wagrecht gestrichelte Dreieck afg den ganzen Wasserdruck $= \gamma \frac{t^2}{2}$ für 1 m Wandlänge und das Paralleltrapez $ikfg$ den äußeren Wasserdruck auf 1 m Wandlänge des Senkkastens dar.

Die Grundlinie des Druck-Dreieckes bezw -Trapezes ist: $t\gamma = t\,1 =$ der Grundlinie des Luftdruck-Rechteckes. Dem Wasserdruck tritt noch der Erddruck hinzu, dessen Druckfigur das schräg gestrichelte Dreieck hef ist. Der Erddruck ist: $\gamma_1 \frac{t_2^2}{2}\, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$, worin für durchlässigen Boden, bei welchem der volle Wasserdruck $\gamma \frac{t^2}{2}$ in Rechnung zu stellen ist, γ_1 das Gewicht von 1 cbm Boden abzüglich des Gewichts-Verlustes im Wasser bedeutet. γ_1 ist (S. 311) rd. 1 t.

Um alle 3 wagrechten Kräfte unmittelbar nach den Flächen vergleichen zu können, ist die Grundlinie fe des Dreieckes $= \gamma_1\, t_2\, tang^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$

zu machen, während die Höhe $= t_2$ ist. Der auf 1 m Wandlänge entfallende Erddruck ist also durch das Paralleltrapez $kcef$ gegeben. Aus der Figur folgt unmittelbar, daß bei den dargestellten Tiefenverhältnissen im oberen Teile des Senkkastens der Luftdruck den Erd- und Wasserdruck überwiegt, und zwar um eine Größe, welche für 1 m Wandlänge gleich der Fläche des durch Punktierung zwischen Linien unterschiedenen Dreieckes cdm ist. Im unteren Teil dagegen überwiegen Erd- und Wasserdruck um das (durch + Zeichen unterschiedene) Dreieck mfe.

Wenn man die in der Richtung von innen nach außen wirkenden Kräfte als positive bezeichnet, die in umgekehrter Richtung wirkenden dagegen als negative, so wird die aus Luft-, Erd- und Wasserdruck sich nach der Figur ergebende Beanspruchung in t:

$$= \varepsilon b \left[\gamma \frac{\varepsilon b}{2} - \gamma_1 \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) \left(t_2 - \frac{\varepsilon b}{2}\right) \right].$$

Hierzu tritt noch als positive Kraft der Horizontalschub des Mauerwerkes, welcher allgemein für 1 m Wandlänge $= H$ sei. Zur Bestimmung von H wird angenommen, daß nur ein Körper von der in Fig. 733 dargestellten Größe Horizontalschub ausübe, alles übrige höher liegende Mauerwerk aber nur noch mit senkrechtem Druck auf dem Brunnenkranz laste, indem das untere bereits erhärtete Mauerwerk gleichsam als Balken zur Übertragung diene. Das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk wird ohne Rücksicht auf den Auftrieb des Wassers oder der verdichteten Luft bei Ziegelmauerwerk zu 1,8 t und bei Bruchsteinmauerwerk zu 2,4 t angenommen. Bei Gründungen auf dem Lande wird man schon aus Bequemlichkeits-Rücksichten das Mauerwerk nicht höher als b (m) aufführen, bevor man mit der Versenkung beginnt. Hat man aber mit dieser begonnen, so wird durch den Auftrieb der Luft und die Reibung im Boden die Belastung und mit ihr der Horizontalschub wesentlich vermindert. Desgleichen wird man bei Gründungen im Wasser schon um die Gerüste zu entlasten, die Oberkante des Mauerwerkes nur wenig über den Wasserspiegel vorragen lassen. Das ins Wasser eingetauchte Mauerwerk wird aber 1000 kg für 1 cbm weniger Belastung und einen entsprechend geringeren Horizontalschub ausüben.

Fig. 733.

Da man zur Herstellung gemauerter Senkkasten in der Regel Ziegelmauerwerk verwenden wird, so erzeugt bei Eintauchung in Wasser erst ein Fundament Körper von nahezu $2b$ (m) Höhe, Fig. 734, den Horizontalschub H, welchen der Berechnung als größter zugrunde zu legen empfohlen wird. Daß bei der sorgfältigen Ausführung des Mauerwerkes, welche die Senkkasten der Dichtigkeit wegen verlangen und bei Verwendung von gutem Zementmörtel der Horizontalschub größer werden könnte als angenommen, ist zwar nicht zu widerlegen, aber jedenfalls im höchsten Grade unwahrscheinlich.

Wird also diese Belastungsannahme zugelassen, so berechnet sich H für 1 m Wandlänge zu:

$$H = \frac{b^2 (3 - 2\varepsilon) \alpha}{12 (1 + \varepsilon)},$$ worin α das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk bedeutet.

Als Gesamtbeanspruchung der Seitenwand in wagrechter Richtung erhält man also für 1 m Wandlänge bei durchlässigem Boden:

$$\text{I.} \quad Z = \frac{b^2 (3 - 2\varepsilon) \alpha}{12 (1 + \varepsilon)} + \varepsilon b \left[\gamma \frac{\varepsilon b}{2} - \gamma_1 \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) \left(t_2 - \frac{\varepsilon b}{2}\right) \right].$$

In Lehmboden wirkt das Wasser über demselben nur noch als Auflast. Anstatt der Wasserschicht der Höhe t_1 wird hier eine Erdschicht von $t_1 \frac{\gamma}{\gamma'}$ Höhe in die Rechnung eingeführt, worin γ das Gewicht von 1 cbm Wasser und γ' das Gewicht von 1 cbm mit Wasser gesättigten Bodens bedeutet (also ohne Abzug des Gewichtsverlustes durch Eintauchen). Dann ist der ganze Erd- und Wasserdruck auf 1 m Wandlänge:

$$= \gamma' \frac{\left(t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'}\right)^2}{2} \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

und die Druckfigur, Fig. 735, ist ein Dreieck, dessen Höhe $= t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'}$

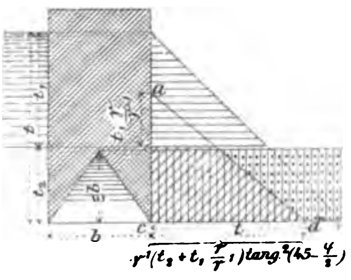
und dessen Grundlinie $= \gamma' \left(t_2 = t_1 \frac{\gamma}{\gamma'}\right) tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$.

Der Teil des Druckes, welcher die Wand des Senkkastens trifft (das Trapez $c\,d\,e\,f$), ist $= \gamma' \varepsilon b \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\left(t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} - \frac{\varepsilon b}{2}\right)$.

Die Größe des Luftdruckes und des Horizontalschubes, den das Mauer-

Fig. 734.

Fig. 735.



werk erzeugt, bleibt unverändert, so daß als Gesamthorizontalkraft auf 1 m Wanndlänge bei einer Versenkung im Lehmboden sich ergibt:

$$\text{II.} \quad Z = \frac{b^2 (3-2\varepsilon)\,\alpha}{12(1+\varepsilon)} + \varepsilon b \left[\gamma t - \gamma' \, tang^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\left(t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} - \frac{\varepsilon b}{2}\right)\right].$$

Werden in die Formeln Zahlenwerte eingeführt, so ist α für Ziegelmauerwerk $= 1{,}8$, für Bruchst. 2,4 t, $\gamma = 1$, γ_1 in Formel I. (d. i. Gewicht von 1 cbm Schotter nach Abzug des Gewichts-Verlustes im Wasser) $=$ rd. 1 t, der natürliche Böschungswinkel für Schotter aus runden Steinen, Formel I, $= 30^0$. Es folgt darnach (aus Formel I):

$$\text{Ia.} \quad Z = \frac{\overset{(0,2)}{0{,}15}\, b^2 (3-2\varepsilon)}{1+\varepsilon} + \varepsilon b\,[0{,}667\,\varepsilon b - 0{,}333\,t_2] \text{ in }^{t}.$$

Der übergeschriebene Ziffernwert im ersten Gliede (0,2) entspricht dem Bruchsteinmauerwerk, der Wert 0,15 dem Ziegelmauerwerk.

Aus Formel II erhält man für $\varphi = 17^0$ und $\gamma' = 2{,}04$ t nach gehöriger Umformung:

$$\text{IIa.} \quad Z = \frac{\overset{(0,2)}{0{,}15}\,(3-2\varepsilon)}{1+\varepsilon} + \varepsilon b\,[0{,}452\,t_1 + 0{,}559\,\varepsilon b - 0{,}117\,t_2]\,t_1.$$

Schon aus den Figuren ist ersichtlich, daß bei durchlässigem Boden in der Regel, bei wenig durchlässigem aber stets die Mittelkraft aus den wagrechten Kräften die Richtung von innen nach außen haben wird, daß also die Querverbindungen auf Zug beansprucht sein werden. Das Umgekehrte wird nur in durchlässigem Boden bei sehr großen Tiefen eintreten können, wenn nämlich:

$$0{,}333\, \varepsilon\, b\, t_2 > 0{,}667\, (\varepsilon b)^2 + \frac{\overset{(0,2)}{0{,}15}\, (3 - 2\varepsilon)}{1 + \varepsilon}$$

oder: wenn $t_2 > 2\, \varepsilon\, b + \dfrac{\overset{(0,2)}{0{,}15}\, (3 - 2\varepsilon)}{(1 + \varepsilon)\, 0{,}333\, \varepsilon\, b}$ wird.

Der Wert von Z in Formel I. bezw. Ia. wird sein positives Maximum erreichen, wenn der negative Teil des zweiten Gliedes zu Null wird. Dieser Wert von Z lautet dann:

III. $Z_{max} = \dfrac{b^2\, (3 - 2\varepsilon)\, \alpha}{12\, (1 + \varepsilon)} + \dfrac{(\varepsilon b)^2\, \gamma}{2}$, bezw. mit Einführung der Zahlenwerte:

IIIa. $Z_{max} = \dfrac{0{,}15\, (3 - 2\varepsilon)\, b^2}{1 + \varepsilon} + 0{,}5\, (\varepsilon b)^2$ in ^{t} für 1^m Wandlänge.

Dieser Wert von Z entspricht für Ziegelmauerwerk ungefähr derjenigen Stellung des Senkkastens, welche Fig. 734 zeigt, wenn der Hohlraum bereits mit verdichteter Luft gefüllt ist. Verfasser empfiehlt, diesen Wert ein für allemal (auch bei Lehmboden) der Berechnung der Eisenteile gemauerter Senkkasten zu Grunde zu legen und auf Formel I. nur zurück zu greifen, wenn besonders große Tiefen t_1 und t vorliegen, namentlich wenn t_1 wesentlich $> 2\, b$ wird.

Die nach Formel III. bestimmten Querschnitte der Querverbindungen werden auch genügen, eine in großen Tiefen etwa auftretende Druckspannung aufzunehmen, wenn jene hierfür geeignet geformt sind. Dieselbe Formel liefert auch die Kräfte, welche das eiserne Brunnenschling in wagrechter Richtung zu verbiegen streben und denen entsprechend das Widerstandsmaß des Querschnittes derselben inbezug auf eine senkrechte Achse gewählt werden muß. Dieselben sind dabei als eingeklemmte Balken zu betrachten, auf denen die Last gleichmäßig verteilt ist ($Q\, l = 12\, W k$) und denen die Punkte, an welchen die Querverbindungen befestigt sind, als Stützpunkte dienen. k kann unbedenklich zu $1000\ ^{kg/qcm}$ genommen werden.

Hier seien noch solche Bodenarten besonders erwähnt, die einen sehr bedeutenden äußeren Druck ausüben, weil ihr natürlicher Böschungswinkel φ nahezu $= 0$ ist; es sind dies Triebsand und Schlamm.

Dieselben gleichen in ihrem Verhalten fast ganz den Flüssigkeiten und die Folge davon ist, daß sie auch einen größeren Luftdruck erfordern, als denjenigen, welcher dem äußeren hydrostatischen Druck entspricht. Man hat diese Beobachtung bei dem Bau des Tunnels unter dem Hudson gemacht, der mit Hilfe von verdichteter Luft vorgetrieben wurde. Es muß nämlich der Luftdruck in solchem Boden nicht mehr einer Wassersäule von t (^{m}) Höhe das Gleichgewicht halten, sondern einer aus Wasser und Triebsand bez. Schlamm bestehenden Säule, deren spezifisches Durchschnitts-Gewicht γ'' bedeutend höher ist als das Gewicht γ des Wassers.

Für derartigen Boden würde Formel II. die Form der Formel III. annehmen mit dem einzigen Unterschiede, daß das 2. Glied anstatt γ den Faktor γ'' erhielte:

$$\text{IV.}\quad Z = \frac{b^2\, \alpha\, (3 - 2\varepsilon)}{12\, (1 + \varepsilon)} + \frac{(\varepsilon b)^2\, \gamma''}{2}.$$

Wenn über dem Triebsande keine Wasserschicht steht ($t_1 = 0$ und $t_2 = t$), wird γ'' nahezu $= 2\, \gamma$. Dann wäre der Wert von Z wesentlich größer als

derjenige aus Formel III., der zu allgemeiner Anwendung empfohlen wurde. Trotzdem wird es genügen, auch in diesem Falle den Wert aus Formel III. für Z beizubehalten; denn mit dem stärkeren **Horizontalschub**, welcher (durch γ'') das zweite Glied der Formel vergrößert, wächst in gleichem Verhältnisse der **Auftrieb** des Luftdruckes, und damit vermindert sich wieder der Horizontalschub der Auskragung (H).

Man wäre somit berechtigt, das 1. Glied der Formel IV. entsprechend zu verkleinern, so daß der Wert von Z im ganzen nahezu unverändert gegen den aus Formel III. berechneten bleiben würde.

Die Mittelkraft der Beanspruchungen, welche die Senkkasten in Schlamm oder Triebsand erfahren, ist wie im Wasser stets von innen nach außen gerichtet. Die Druckfiguren würden also der Fig. 734 ähnlich werden; nur würde die Grundlinie des Dreieckes und Rechteckes nicht $= t\gamma$, sondern $= t\gamma''$ zu machen sein.

Wenn in Formel III. für die Berechnung der eisernen Querverbindungen und des Kranzes der **ganze** Überschuß des Luftdruckes über den Wasserdruck aufgenommen worden ist, so geht aus den Druckfiguren hervor, daß diese Annahme viel zu ungünstig ist. Die Lage des Resultierenden aus diesen Kräften greift nämlich, so lange sie von innen nach außen ge-

Fig. 736.

Fig. 737.

richtet ist, also jedenfalls während des größeren Teiles der Gründungsdauer, zwischen $^1/_2$ und $^2/_3$ der Höhe des Hohlraumes, von Unterkante des Senkkastens gerechnet, an. Die aus Formel III. berechneten Werte geben also für die Eisenteile reichlich große Stärken.

Die hohe Lage der Mittelkraft macht es auch wieder empfehlenswert, die Querverbindungen nicht zu niedrig anzubringen. Bei sehr breiten und infolgedessen sehr hohen gemauerten Senkkasten empfiehlt es sich wohl, 2 Reihen Querverbindungen übereinander anzuordnen.

Die oberen, welche nur Zugspannung erhalten, würde man etwa in der Höhe $^3/_4\, \varepsilon b$ über der Schneide anbringen und für die Berechnung des Querschnittes $\frac{(\varepsilon b)^2}{4}$ für 1 m Wandlänge annehmen. Die unteren, mit dem Brunnenschlinge in festem Zusammenhange stehenden Verbindungen würden zur Aufnahme von Zug und Druck passend einzurichten und entsprechend schwächer zu wählen sein, als es Formel III. verlangt. —

Bisher ist nur von Senkkasten mit rechteckigem Grundriß gesprochen worden, deren Hohlraum, durch gleichmäßige Auskragung geschlossen, einen wagrechten Grad in der Mitte zeigt. Wesentlich anders gestalten sich die Verhältnisse bei **kegelförmigen** Hohlräumen, welche, wie S. 366 hervor gehoben, den erwähnten vorzuziehen sind.

Es möge zuerst der einfache Fall betrachtet werden, daß der Grundriß ein Kreis und der Hohlraum ein einheitlicher gerader Kegel sei, Fig. 736, 737. Der Durchmesser des Grundrisses sei d und die Höhe des Kegels εd.

In diesem Falle wird der Luftdruck im Inneren geringer, weil einem Rechteck der äußeren Wandfläche von 1 m Breite und der Höhe εd im Inneren nur ein Dreieck von 1 m Grundlinie entspricht. Der von innen nach außen wirkende Horizontalschub der Luft ist für 1 m Wandlänge nur $= \frac{\varepsilon d t \gamma}{2}$, während der äußere Erd- und Wasserdruck sich gegen früher nicht ändert. Desgleichen vermindert sich auch der Horizontalschub des Mauerwerkes eines Körpers von der Höhe d, indem derselbe: $H = \frac{\alpha d^2 (2-\varepsilon)}{24 (1+\varepsilon)}$ wird.

Man erhält alsdann für runde Senkkasten in durchlässigem Boden, entsprechend Formel I.:

$$\text{V.}\quad Z = \frac{\alpha d^2 (2-\varepsilon)}{24 (1+\varepsilon)} + \varepsilon d \left[\frac{\gamma}{2} (\varepsilon d - t) - \gamma_1 \, tang^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\left(t_2 - \frac{\varepsilon d}{2}\right)\right].$$

Wenn man wie früher Zahlenwerte einführt und die negativen Glieder fortläßt, so erhält man entsprechend Formel III.:

$$\text{VI.}\quad Z_{\max} = \frac{\overset{(0,1)}{0,075}\, d^2 (2-\varepsilon)}{1+\varepsilon} + 0,5\, \varepsilon d (\varepsilon d - t) \text{ in } ^t \text{ für } 1\,^m \text{ äußere Wandlänge}$$

als denjenigen Wert des inneren Horizontalschubes, welcher die größte Zugspannung in dem eisernen Brunnenschlinge hervorruft. Derselbe entspricht einer Stellung des Senkkastens noch ganz über dem Boden ($t_2 = 0$), während bereits Luft eingeführt ist.

Fig. 738.

Die graphische Darstellung der aus Wasser-, Erd- und Luftdruck herrührenden Horizontalschübe in durchlässigem Boden (entsprechend der Formel V.) ist durch Fig. 736 gegeben, während Fig. 737 dieselben Kräfte für undurchlässigen Boden darstellt. Letzterer Figur entspricht der Ausdruck:

$$\text{VII.}\quad H = \frac{\alpha d^2 (2-\varepsilon)}{24 (1+\varepsilon)} + \varepsilon d \left[\frac{\gamma t}{2} - \gamma' \, tang^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\left(t_2 + t_2 \frac{\gamma}{\gamma'} - \frac{\varepsilon d}{2}\right)\right],$$

worin γ' wie früher $= 2,04\,^t$, $\gamma = 1\,^t$ ist.

Bei runden Senkkasten gewinnen die äußeren Horizontalkräfte weit früher das Übergewicht über die inneren. Doch ist in der Ringspannung des Mauerwerks der wirksamste Schutz gegen diesen äußeren Überdruck gegeben.

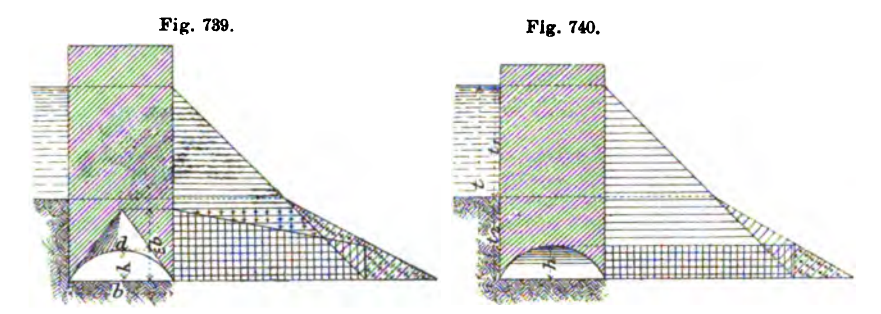
Wie bereits S. 366 hervorgehoben, ist es auch bei Anwendung rechtwinkliger Grundrißformen für die gemauerten Senkkasten empfehlenswerter, die Hohlräume unter den Schachtrohren kegelförmig zu gestalten in einer Weise, wie dies Fig. 738 und die folgenden zeigen, welche auch die Druckfiguren für derartige Senkkasten darstellen.

Fig. 739 zeigt die Druckfigur für den Schnitt AB der Fig. 738 in durchlässigem Boden und Fig. 740 für den Schnitt CD; Fig. 741 und 742 geben die entsprechenden Darstellungen für dichten Boden.

Für den oberen Teil des Senkkastens, welcher durch die 3 kegelförmigen Hohlräume von d (m) Durchmesser und ε d (m) Höhe gebildet wird, ist stets ein äußerer Überdruck vorhanden, wenn man den Horizontalschub des Mauerwerkes außer Acht läßt; jedenfalls bedarf er keiner Verankerungen. Die Beanspruchung bis zur Höhe $h = \varepsilon b - \varepsilon d$ des unteren Teiles entspricht, abgesehen von dem Schube des Mauerwerkes, ganz der-

jenigen von Senkkasten nach Fig. 731. Man wird also in den zweiten Gliedern der für letztere entwickelten Formeln I. bis III. anstatt εb einsetzen müssen: $\varepsilon b - \varepsilon d$. Zu dem Schube der Auskragung, den das erste Glied der Formel darstellt, tritt hier allerdings noch derjenige Schub, welchen die Bögen ausüben, die das Mauerwerk bis zur Höhe der Auskragung tragen müssen. Falls diese Bögen aber nicht sehr flach sind,

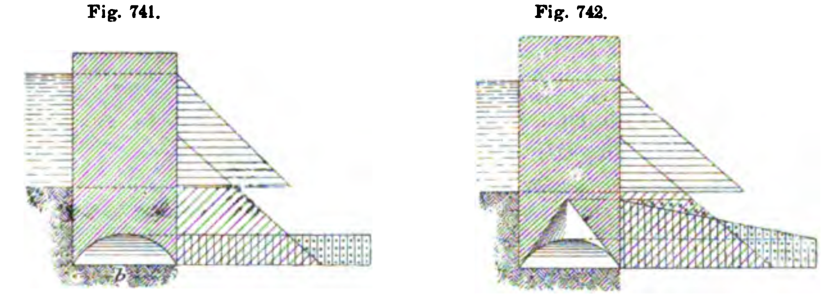
Fig. 739. Fig. 740.



wird es unnötig sein, ihretwegen die Querverbindungen, welche bei dieser Konstruktion ihren Platz an den Widerlagern der Bögen finden, zu verstärken. Man kann dieselben vielmehr auch hier nach Formel III. berechnen, selbstredend mit der vollen Höhe εb (nicht etwa mit der Höhe $\varepsilon b - \varepsilon d$).

In ähnlicher Weise kann man sich über die Beanspruchung anderer Formen gemauerter Senkkasten in genügender Weise Rechenschaft geben,

Fig. 741. Fig. 742.



z. B. über diejenige von Senkkasten mit elliptischem Grundriß. Es wird unterlassen, hierauf näher einzugehen, weil allgemeine Ausdrücke, welche man für dieselben entwickeln könnte, zu unübersichtliche Formen annehmen.

3. Eisenverbrauch bei gemauerten Senkkasten und solchen aus Beton.

Der Eisenverbrauch für gemauerte Senkkasten, nach der S. 369 mitgeteilten Annahme berechnet, ist wie folgt zu veranschlagen:

Für kreisrunde oder wenigstens nahezu kreisrunde Senkkasten ohne Quer-Verbindungen ist das Brunnenschling etwas stärker als in Hohnstorf und Marmande anzunehmen, wenn die 3 Bohlenlagen fortgelassen werden. Während bei den genannten Brücken 1^{m} eisernes Schling einschließlich der Maueranker rd. 150^{kg} wog, sei dasselbe hier mit 180^{kg} in Ansatz gebracht.

Ein Schachtrohr-Ansatz wiegt rd. 575 kg. Wird mit a die Anzahl der Schachtrohr-Ansätze und mit U der Umfang des Senkkastens bezeichnet, so ist danach das Eisengewicht desselben:

$$\text{I.}\quad P = 575\,a + 180\,U.$$

Bei kreisförmigem Grundriß wird allerdings a der Regel nach $= 1$ werden, bei elliptischem dagegen von großer Grundfläche wird man auch 2 Schachtrohre anbringen können.

Bei geradwandigen Senkkasten wie auch elliptischen mit schwacher Krümmung der Längsseiten sind Quer-Verbindungen notwendig, deren Stärke, wie S. 372 empfohlen wurde, nach dem Ausdrucke:

$$Z_{max.} = \frac{b^2(3-\varepsilon)\,a}{12\,(1+\varepsilon)} + \frac{(\varepsilon\,b)^2\,\gamma}{2}$$ zu berechnen ist, welcher den Schub für 1 m Länge der Wandumfläche gibt.

Sind auf der ganzen Länge l des Senkkastens n Querverbindungen in gleichen Abständen von einander und von den Querwänden angebracht, so wird der ganze, durch sie aufzunehmende Schub:

$$\Sigma(Z) = \frac{n\,l}{n+1}\left[\frac{b^2(3-\varepsilon)\,a}{12\,(1+\varepsilon)} + \frac{(\varepsilon\,b)^2\,\gamma}{2}\right] = l\,b^3\,\frac{n}{n+1}\left[\frac{(3-\varepsilon)\,a}{12\,(1+\varepsilon)} + \frac{\varepsilon^2\,\gamma}{2}\right].$$

Oder wenn für $l\,b$ die Grundfläche G eingeführt wird:

$$\Sigma(Z) = G\,b\,\frac{n}{n+1}\left[\frac{(3-\varepsilon)\,a}{12\,(1+\varepsilon)} + \frac{\varepsilon^2\,\gamma}{2}\right].$$

Diesem Ausdrucke proportional muß der Querschnitt der sämtlichen Quer-Verbindungen sein. Das Gewicht derselben wird also proportional einem Ausdrucke: $G\,b^3\,C$ sein müssen, da die Länge der Verbindungen $= b$ ist. Die Konstante C berechnet sich nach dem Senkkasten mit 2 Quer-Verbindungen, welcher in Marmande verwendet wurde, zu 0,77; dieser Wert scheint aber unnötig groß zu sein.

Nach der S. 369 ff. entwickelten Berechnungsweise muß bei einer Übermauerung mit Ziegelsteinen $C = 0{,}4$ und bei einer solchen mit Bruchsteinen $C = 0{,}56$ sein. Das Gewicht des Brunnenschlinges einschließlich der Maueranker sei so groß wie in Marmande, d. i. zu rd. 227 kg für 1 m Länge angenommen; dann erhält man als Eisengewicht in kg:

$$\text{II. und III.}\quad P = 575\,a + \begin{bmatrix}0{,}40\\0{,}56\end{bmatrix} G\,b^2 + 227\,U$$

bei Ziegelmauerwerk, bezw. bei Bruchsteinmauerwerk.

Der Eisenverbrauch bei Senkkasten aus Beton oder Eisenbeton ist jedenfalls nicht größer anzunehmen als für gemauerte, sonst wären dieselben unvorteilhafter als die gemauerten. Man kann also bei Voranschlägen dieselben Formeln für diese benutzen.

c. Senkkasten aus Holz.

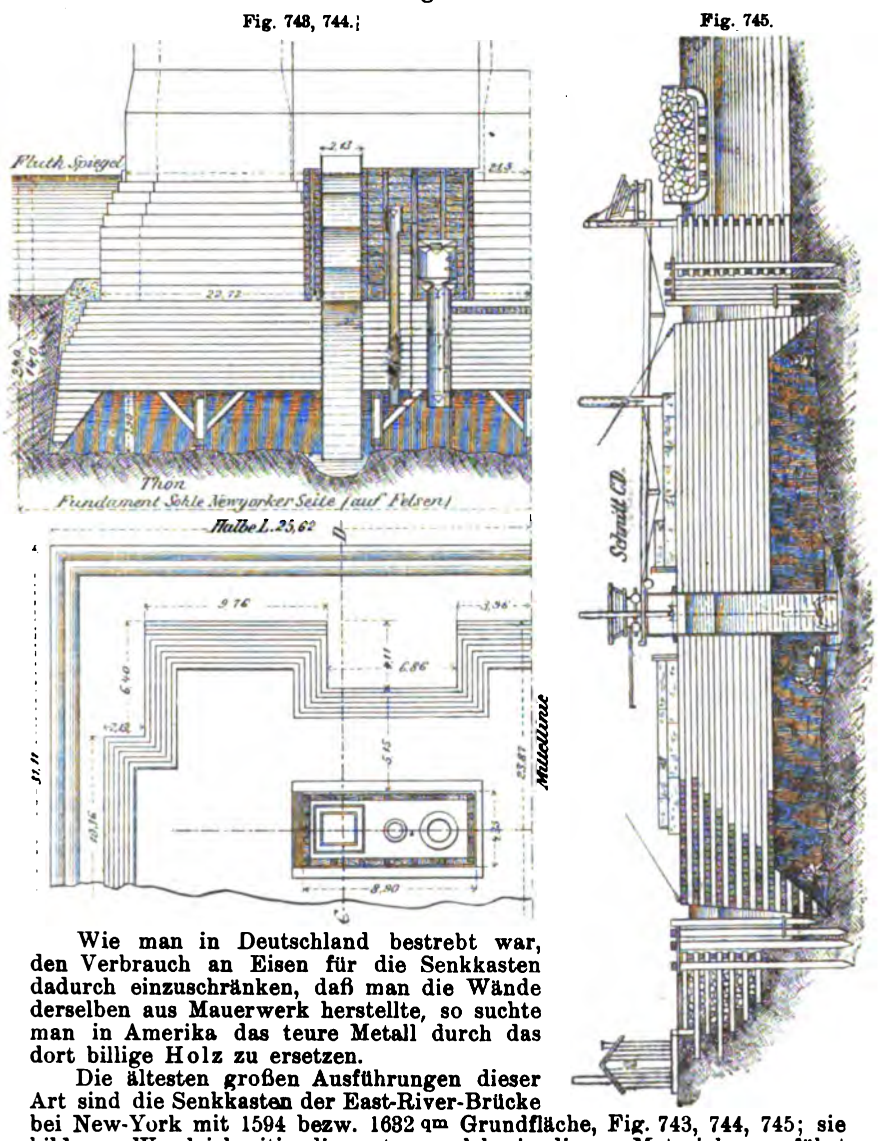
Literatur.

East-River-Brücke: Ann. de ponts et chauss. 1874. — Bismarck-Brücke über den Missouri: Engineering 1884, Januar. — Straßenbrücke über die Oder in Frankfurt a. d. Oder: Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 543. — Fundierung des Wolf-Trap-Leuchtturmes in der Chesapeake-Bai in Virginien: Zeitschr. f. Bauw., Ergänzungsheft 1895 S. 62. — Hölzerner Senkkasten für die Fundamente des Gillender Building in New-York: Eng. news 1897 Bd. 37 S. 13. — Desgl. für ein Kaufhaus-Fundament in New-York: Eng. news 1897 Bd. 38 S. 38. — Holzsenkkasten für Gebäude in New-York: Eng. rec. 1898 Bd. 38 S. 190; 1898 Bd. 39 S. 31; 1900 Bd. 42 S. 157 und 273; Eng. news 1898 II S. 363. — Gründung eines Pfeilers für das Wasserwerk in Cincinnati: Eng. rec. 1899 Bd. 40 S. 642. — Gründung eines 12stöckigen Hauses: Eng. rec. Bd. 40, S. 509 und 510. — Bau der Jenissei-Brücke in Sibirien: Engineer 1900 II S. 4. — Gründung des Atlantic-Mutual-Insurance-Comp.-Gebäudes in New-York. Zylindrische Holzkasten: Eng. rec. 1900 S. 157. — Andere Gebäude: ebenda 1900 S. 273. — Hölzerne Senkkasten beim Bau des neuen Wasserwerkes für Cincinnati: Eng. news 1900 Bd. 43 S. 270, Bd. 40 S. 360. Tafel. — Hölzerne Senkkasten der neuen East-River-Brücke: Eng. news 1897 S. 331. Tafel. Gute Zeichn. — Gründung der neuen East-River-Brücke: Eng. rec. 1899 Bd. 39 S. 397; Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 452; Eng. rec. 1898 Bd. 39 S. 49 und 71; Eng. news 1898 II S. 273; Eng. news 1902 I S. 358. — Hölzerner Senkkasten für die Gründung des Brooklyner Landpfeilers der dritten East-River-Brücke, 41 m lang, 24 m breit, 17 m hoch: Eng. rec. 1901 I S. 103, 1904

Bd. 49 S. 332. — Desgl. für eine Brücke bei Quebec: ebenda 1903 Bd. 49 S. 93. — Gründung der Brücke von Quebeck: Eng. rec. 1901 Bd. 44 S. 74; Génie civ. 1901 S. 376; Eng. news 1903 I S. 92; Eng. rec. 1903 Bd. 47 S. 378; Auszügl. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1904 S. 100 und 101. — Drehbrücke über den Missouri in Kansas City: Eng. news 1904 I S. 5. — Hölzerner Senkkasten für den Drehpfeiler einer Brücke über den Missouri bei Kansas: Eng. news 1904 Bd. 51 S. 5. — Bau der Fraser-Brücke: Eng. rec. 1904 Bd. 49 S. 679. — Gründung der Hauptpfeiler der Williamsburg-Brücke: Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1904 S. 318. — Gründung d. Mutual Life Building in New-York: Engineering 1904 II S. 129. — Gründung d. Trinity-Geb. in New-York: Eng. rec. 1904 Bd. 50 S. 254, 283.

1. Beschreibung der Senkkasten.

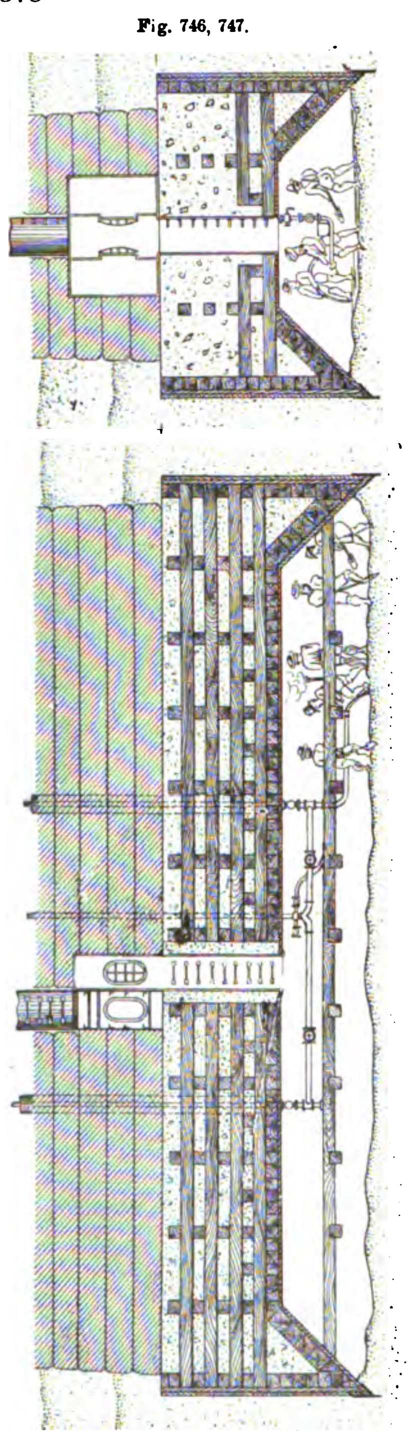
Fig. 743, 744. Fig. 745.



Wie man in Deutschland bestrebt war, den Verbrauch an Eisen für die Senkkasten dadurch einzuschränken, daß man die Wände derselben aus Mauerwerk herstellte, so suchte man in Amerika das teure Metall durch das dort billige Holz zu ersetzen.

Die ältesten großen Ausführungen dieser Art sind die Senkkasten der East-River-Brücke bei New-York mit 1594 bezw. 1682 qm Grundfläche, Fig. 743, 744, 745; sie bilden u. W. gleichzeitig die ersten, welche in diesem Material ausgeführt

Fig. 746, 747.



wurden. Das Holz war sogenanntes Yellow-pine, welches in seiner Widerstandsfähigkeit dem Eichenholz wenig nachgibt.

Der Senkkasten wurde sowohl in den Seitenwänden als in der Decke durch kreuzweise dicht über einander gelegte Lagen von Hölzern gebildet; auf der New-Yorker Seite erreichte die Decke des Senkkastens die bedeutende Stärke von 6,7 m. Der untere 2,9 m hohe Arbeitsraum war durch 5 starke die Decke abstützende Sprengwerke, welche Querwände bildeten, in 6 nicht ganz gleiche Abteilungen geteilt, die durch Oeffnungen in den Querwänden mit einander in Verbindung standen. Die oberen Lagen der Deckenhölzer waren in Beton verlegt.

Bei dem Senkkasten des Pfeilers auf der Brooklyner Seite, welcher zuerst versenkt wurde, hatte man die Innen- und Außenwände auf 1,50 mm Tiefe kalfatert und außerdem zwischen die 4. und 5. Deckenlage durchgehende Zinkbleche gelegt, um den Abschluß nach oben möglichst luftdicht zu bekommen. Außerdem waren Wände und Decke des inneren Raumes mit einem Anstrich aus Harz, Öl und Spanisch Braun versehen worden. Die untere Schneide bestand aus einer Schwelle von Eichenholz von quadratischem Querschnitt, unter welcher eine gußeiserne Schwelle von halbkreisförmigem Querschnitt mittels umgelegten Kesselbleches befestigt war. Trotzdem man also nur wenig Eisen verwendet hatte, enthielt der Brooklyner Senkkasten doch 250 t dieses Materiales hauptsächlich in den zahlreichen Bolzen, welche zur Befestigung der Hölzer unter einander dienten; letztere hatten 11 000 cbm Inhalt.

Mit diesem nur aus Holz hergestellten Senkkasten machte man übrigens üble Erfahrungen, indem derselbe während der Versenkungs-Arbeiten nicht weniger als 7 mal in Brand geriet; einen dieser Brände konnte man nur dadurch bewältigen, daß man den Senkkasten für mehrere Tage unter Wasser setzte. Um die Feuergefährlichkeit zu vermeiden, bekleidete man Wände und Decke des Senkkastens für den New-Yorker

Pfeiler mit einer Haut aus dünnem Blech, welche allein 85 t wog. Dazu traten für Bolzen 180 t Eisen, ohne Schachtrohre, Schleusen und gußeiserne Schneide.

Die Senkkasten wurden am Strande auf Hellingen gebaut. Den Brooklyner untersuchte man schwimmend auf seine Dichtigkeit, indem man durch verdichtete Luft das Wasser aus demselben verdrängte. Dieser Versuch gelang in kurzer Zeit und hob sich dabei der Senkkasten um 0,43 m.

In späterer Zeit machte man die Decken der hölzernen Senkkasten in Amerika wesentlich schwächer. Die Fig. 746, 747 zeigen eine solche Ausführung, welche für 2 Mittelpfeiler der Bismarck-Brücke über den Missouri im Zuge der Nord-Pacific-Bahn verwendet wurden. Bei diesen Senkkasten liegen die Hölzer nur in einer äußeren Umfassungswand, sowie in der schrägen inneren Wand und der ersten Decklage dicht an dicht, in den übrigen Deckenlagen dagegen in größeren Abständen von einander und dienen hier gleichsam nur noch zur Vermehrung der Zugfestigkeit des die Hohlräume ausfüllenden Betons. Innen und außen sind die Pfahlwände mit 7,6 cm starken Bohlen aus Eichenholz bekleidet, und zwar außen mit 2 sich kreuzenden Lagen, innen mit nur einer. Der Arbeitsraum ist 2,13 m hoch; der ganze Senkkasten hat rechteckigen Grundriß von 22,55 und 7,92 m Seitenlänge. Die Schneide ist durch einen schweren gußeisernen Winkel verstärkt. Ein solcher Senkkasten enthält 40 540 m Holz (Bohlen und Bauholz), 40 t Eisen und 380 cbm Beton.

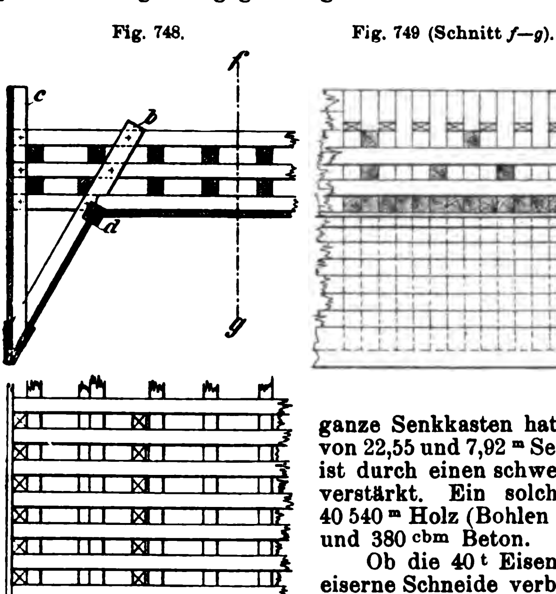


Fig. 748. Fig. 749 (Schnitt f—g). Fig. 750.

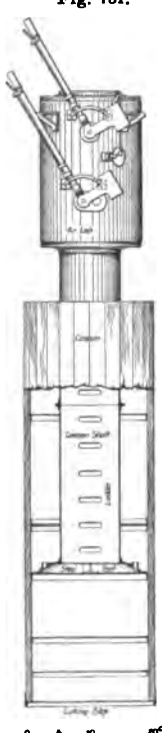
Ob die 40 t Eisen nur für Bolzen und die eiserne Schneide verbraucht wurden, oder ob der innere Raum, wie bei der East-River-Brücke, eine Blechbekleidung erhielt, ist aus der Quelle (s. Literaturverz.) nicht ersichtlich. Die Zeichnung spricht gegen letztere Annahme, wogegen der Verbrauch von 40 t Eisen ohne das Vorhandensein einer Blechverkleidung nicht recht erklärlich ist. Ein ganz aus Eisen nach den früher mitgeteilten Grundsätzen ausgeführter Senkkasten von gleicher Größe würde nämlich nur etwa 47 t wiegen, so daß ein solcher jedenfalls im Vorzuge sich befände, wenn nicht der Preis des Holzes geringer als der des Betons wäre. In diesem Falle wäre aber kein Grund vorhanden gewesen, mit dem Holz in der Decke so zu sparen, wie hier geschehen.

Um die Seitenwände gegen den Druck des in den Hohlraum eindringenden Bodens zu schützen, sind durch den Hohlraum 1 Längs- und 9 Queranker aus Holz gezogen. Diese an anderer Stelle als wenig empfehlenswert bezeichnete Einrichtung war bei der vorliegenden Konstruktion wegen des schlechten Verbandes zwischen Decke und Wänden entschieden notwendig. Die Anordnung der Wände muß überhaupt als wenig zweckmäßig bezeichnet werden, weil sie die Art der Beanspruchung nicht genügend berücksichtigt. Man kann die Anker vollständig entbehren

und noch außerdem an Holz für die Seitenwände sparen, wenn man den Senkkasten in der durch Fig. 748, 749 dargestellten Weise zusammensetzt.

Die erste Deckenlage wird aus unmittelbar zusammen liegenden Hölzern gebildet, von denen stets eins um das andere länger und kürzer ist. Die längeren reichen von Außenwand zu Außenwand und sind mit den zwischen ihnen hindurchgehenden Hölzern *b* und *c* verbolzt. Die kürzeren Deckenhölzer stoßen gegen die schrägen Hölzer *b* der inneren Wand und finden ihr Auflager auf einem mit Versatz an den Hölzern *b* angebrachten Längsholz *d*; an dieses schließt sich die Seiten- und Decken-Verschalung an.

Fig. 751.



Viele bei Preßluftgründungen für Brückenpfeiler in Amerika verwandte hölzerne Senkkasten zeigen wenig Abweichung von den in Fig. 746 und 747 dargestellten Konstruktionen. So ist der Senkkasten für eine Brücke bei Plattsmouth (Génie civil, Tome VII Nr. 3, 16. Mai 1885) ähnlich dem in Fig. 746 und 747 von der Bismarck-Brücke aus Fichtenholz hergestellt. Von der ebenfalls doppelten äußeren Bohlenverkleidung ist die untere Lage aus Yellow-Fichte diagonal, die obere aus Eichenholz senkrecht genagelt. Die Längswände des Senkkastens sind 2 mal verankert, die Querwände gar nicht. Die Decke bestand aus flach gelegten $^{15}/_{25}$ cm starken Hölzern, die nicht mit Bohlen benagelt, sondern mit Beton überschüttet waren. Länge des Senkkastens 15,25 m, Breite 6,1 m, Höhe der äußeren Verschalung 4,65 m.[1]).

Abweichend sind die Konstruktionen der schmalen, hölzernen Senkkasten für Hochbauten (s. w. u. unter: „Herstellung von wasserdichten Verbindungen Abschn. M. und einzelnen Säulen. Einen derartigen hölzernen runden Senkkasten von nur 1,83 m/Durchm., in New-York für Säulen-Fundamente eines Privathauses verwendet, zeigt Fig. 751. (Engin. News 1898 Bd. 40 S. 364.) Wenn diese Senkkasten — natürlich unter gehöriger Belastung — tief genug versenkt und bis zur eisernen Decke mit Beton gefüllt waren, wurde diese letztere samt den eigentümlichen Schachtrohren, die in der Fig. näher dargestellt und ebendaselbst beschrieben sind, entfernt und die übrige Ausfüllung in freier Luft vorgenommen. Die Luftzuführung erfolgte durch ein unmittelbar auf die Decke der Arbeitskammer aufgeschraubtes Rohr. Ein zweites Rohr (in der Zeichnung sind 2 Rohrstutzen auf der Decke sichtbar) diente jedenfalls zur Ableitung der verbrauchten Luft. In der Arbeitskammer waren 3 Arbeiter, 1 in der Schleuse und 1 außen zur Regelung der Luftzuführung. In der Arbeitskammer wurde ohne Schaden für die Dichtigkeit mit Dynamit gesprengt. Um einen wasserdichten Abschluß zu erhalten, wurde nahe dem Boden eine Dachpappen- und Teerschicht einbetoniert.

Die erste Anwendung hölzerner Senkkasten in Deutschland geschah durch die Firma Ph. Holzmann & Co. beim Bau der Mainbrücke bei Kostheim (n. Zentralbl. d. Bauverw. 1888 S. 176). Die in Fig. 752—754 dargestellte Konstruktion ist sehr sparsam im Holzverbrauch und wird infolgedessen auch in Gegenden mit höheren

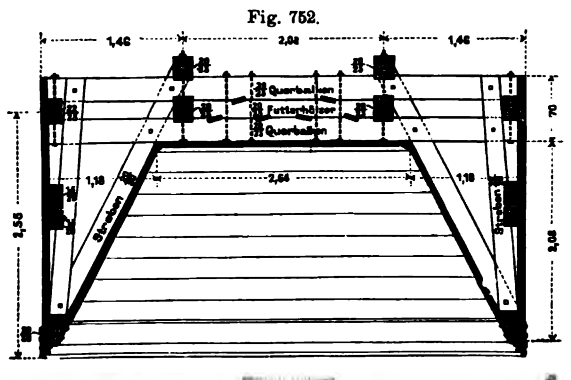
[1]) Ähnlich ist auch der Senkkasten für eine Brücke über den Missouri (Scientific American 1887 S. 9887), der nur in den Abmessungen von dem für die Bismarck-Brücke über den gleichen Fluß abweicht. Dagegen zeigen die Senkkasten für die Strompfeiler einer Brücke über den Missouri in Kansas City (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889 Nr. 16 S. 861), sowie die für die Washington-Brücke über den Harlem-Fluß bei New-York (Nouvelles annales de la constr. 1891 Nr. 488, Juni S. 84) noch die aus mehreren Lagen dicht an dicht gelegter Hölzer bestehende Decke der East-River-Brücke Fig. 743—45 im Grundbau.

Holzpreisen bei mäßigen Abmessungen des Senkkastens billiger als eine Ausführung in Eisen werden können.

Der Senkkasten hatte 5 ^{m} Breite und 16,8 ^{m} Länge und wurde mittels 6 Spindeln von festen Gerüsten auf die Sohle hinabgesenkt. Die Außenwand bestand aus lotrechten, 6 ^{cm} starken, die Innenwand aus wagrechten, 5 ^{cm} starken, gespundeten Bohlen. Der Raum zwischen Innen- und Außenwand wurde mit Beton ausgefüllt. Die Bohlenverkleidung ist unmittelbar auf die 1,1 ^{m} von Mitte zu Mitte entfernten Binder aufgenagelt, deren Anordnung und Zusammenhang Fig. 752 und 753 zeigt. An den Aufhängepunkten sind stets Doppelbinder angeordnet.

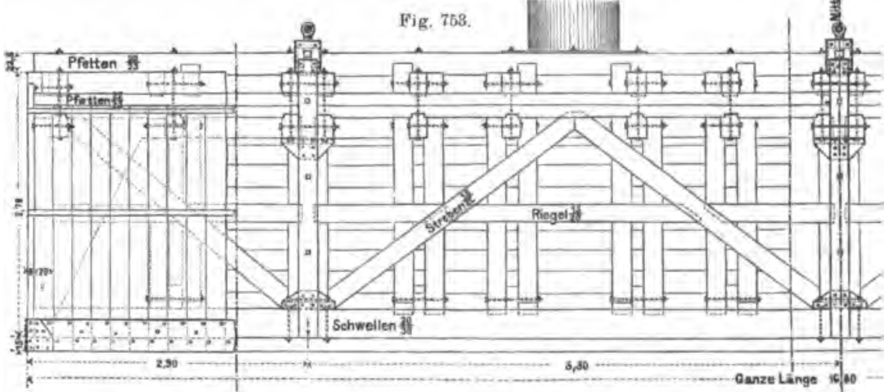
Die Aufhängespindeln sind in einen Wirbel mit Gewindebohrung eingeschraubt, welcher zwischen 2 Flacheisen und 2 [-Eisenstücken eingebaut ist. Die Flacheisen ziehen sich bis zu dem Längsschneidebalken (Fig. 753 u. 754) und tragen mittels Knaggenblechen diesen Balken und die in der Seitenwand liegende Verstrebung, sowie die beiden oberen Querbalken des Binders.

Fig. 752.



Zur Befestigung der Schachtrohre sind zwischen zwei Bindern Wechsel eingelegt und ein Blechkasten mit starker oberer Tragplatte angebracht, auf welchem der Rohrfuß ruht.

Fig. 753.



Die Konstruktion der Schneide ist in Fig. 754 in größerem Maßstabe dargestellt. Die äußeren Verkleidungsbohlen gewinnen durch dieselbe einen festen Halt, wodurch wieder eine vorteilhafte Steifigkeit der Verbindung der Schneide mit den Längsbalken erzielt wird.

Der Senkkasten wurde auf einem Schiffe zusammengebaut. Sämtliche Holzverbindungen sind mittels schwalbenschwanzförmiger Überblattungen, kreuzförmiger Zapfen usw. auf das sorgfältigste hergestellt, was allerdings die Steifigkeit des Ganzen sehr erhöht, aber für den provisorischen Zweck einer solchen Konstruktion zu kostspielig ist.

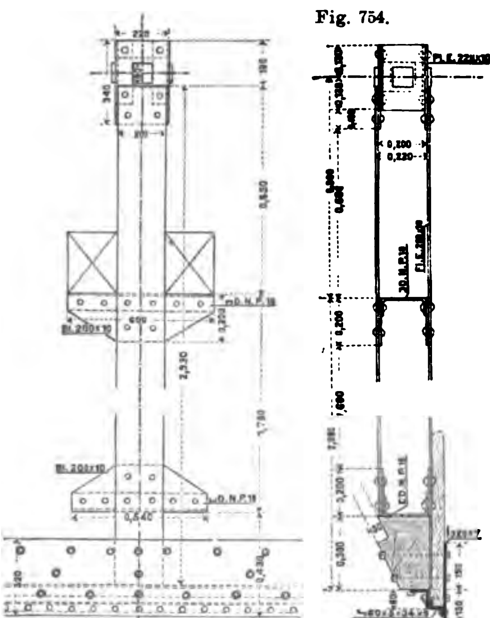
Die Dichtigkeit ließ nichts zu wünschen übrig. Der zur Dichtung der Fugen verwandte Kitt wurde durch das Quellen des Holzes im Wasser

sogar herausgepreßt. Nur an der Stelle, wo die eiserne Schneide mit dem Längsbalken zusammentrifft (Fig. 754), war eine luftdurchlassende Fuge geblieben, die wegen ihrer Lage unter dem Längsbalken nicht erreicht werden konnte, um gedichtet zu werden. Infolgedessen war das Wasser nur bis zur Unterkante des hölzernen Längsbalkens (etwa 13 cm über der eigentlichen Schneide) zu verdrängen. Es empfiehlt sich daher auch an der Innenwand eine schwache, aber dichte Blechverkleidung etwa 0,2—0,3 m hoch hinaufzuziehen, deren oberen Anschluß an die Holzbekleidung man stets dichten kann.

Leider gibt die angeführte Quelle nichts über die Menge der verbrauchten Baustoffe und die Kosten des Senkkastens.

Eine zweite Ausführung mit hölzernem Senkkasten ist bei dem Bau der Oder-Brücke bei Frankfurt a. O. erfolgt. Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 543.

Fig. 754.



Im Auslande dagegen — in Amerika und Rußland — ist diese Bauweise vielfach, so auch bei dem Bau der neuen East-River-Brücke zur Anwendung gekommen. Der Literatur-Nachweis am Kopfe dieses Abschnittes gibt darüber Auskunft.

Die innere Blechverkleidung wird entbehrlich sein, wenn man für eine ungefährliche Beleuchtung sorgt und Rauchen während der Arbeit im Senkkasten verbietet.

2. Berechnung der Decke.

Die für die eisernen Deckenträger gemachten Belastungs-Annahmen genügen auch hier. Die Deckenbalken werden sich unter der Belastung weit stärker biegen als eiserne, und wird infolgedessen das aufruhende Mauerwerk weit früher zum Selbsttragen gelangen, als dies bei eisernen Deckenträgern der Fall ist.

3. Bedarf an Holz und Eisen.

Für Senkkasten mit voller Holzdecke und Holzwänden nach Art der bei der East-River-Brücke verwendeten läßt sich der Holzbedarf leicht feststellen. Legt man nicht auf Leichtigkeit des Fundamentes wegen geringer Tragfähigkeit des Baugrundes besonderen Wert, so wird man die Decke auch bei dieser Ausführungsweise weit schwächer machen können, als im fraglichen Falle geschehen ist.

Ein Senkkasten nach Art desjenigen der Bismarck-Brücke enthält auf 1 qm der Grundfläche ungefähr 1,5 cbm Holz.

Der Brooklyner Senkkasten ohne innere Blechbekleidung enthielt für 1 qm der Grundfläche rd. 160 kg Eisen, der New-Yorker mit Blechbekleidung mindestens 200 kg und der der Bismarck-Brücke 223 kg.

C. Vergleich zwischen den verschiedenen Arten von Senkkasten.

Es empfehlen sich:

1. eiserne Senkkasten:
   a. bei einem Baugrund mit vielen Hindernissen, als Felsen, Baumstämmen, Bauresten;

b. bei sehr großen Fundamenten, wenn besonderes Gewicht darauf gelegt werden muß, daß dieselben einen einheitlichen Körper bilden;
c. bei Fundamenten von sehr unregelmäßigen Grundrißformen, wenn gleichfalls auf die Einheitlichkeit Wert gelegt wird.

2. gemauerte Senkkasten allgemein:
a. wenn nicht sonderlich viel Hindernisse zu erwarten sind und kein wesentliches Gewicht auf ein einheitliches Fundament gelegt wird, und zwar besonders in dem Falle, daß:
b. ein sehr tragfähiger Baugrund unter weicheren Schichten liegt. In diesem Falle wird man einzelne runde Senkkasten durch letztere hindurchsenken, und die Größe derselben genau der Festigkeit des Baugrundes und des Mauerwerkes anpassen. — Die Verbindungs-Bögen sind womöglich stets über Wasser auszuführen.

3. Senkkasten aus Eisenbeton wird man eine ebenso große Verwendbarkeit zusprechen können, als kleinen eisernen bis zu Größen von etwa 12×25 m.

4. hölzerne Senkkasten allgemein:
a. in Gegenden, wo die Holzpreise so niedrig sind, daß 1 cbm verarbeitetes Holz nicht viel mehr als 1 cbm Mauerwerk in gutem Mörtel ausgeführt kostet.
b. auch bei höheren Holzpreisen in einem sehr schlechten Baugrunde, der an Tragfähigkeit mit der Tiefe nur sehr wenig zunimmt.

Bei allen 3 Arten von Senkkasten kann man dadurch Ersparnisse erzielen, daß man die Hohlräume, soweit dies nicht durch besondere Verhältnisse unmöglich gemacht wird, so einrichtet (kegelförmig), daß es tunlich ist, dieselben ohne Anwendung verdichteter Luft mit Beton zu füllen.

D. Luftschleusen und Fördereinrichtungen.

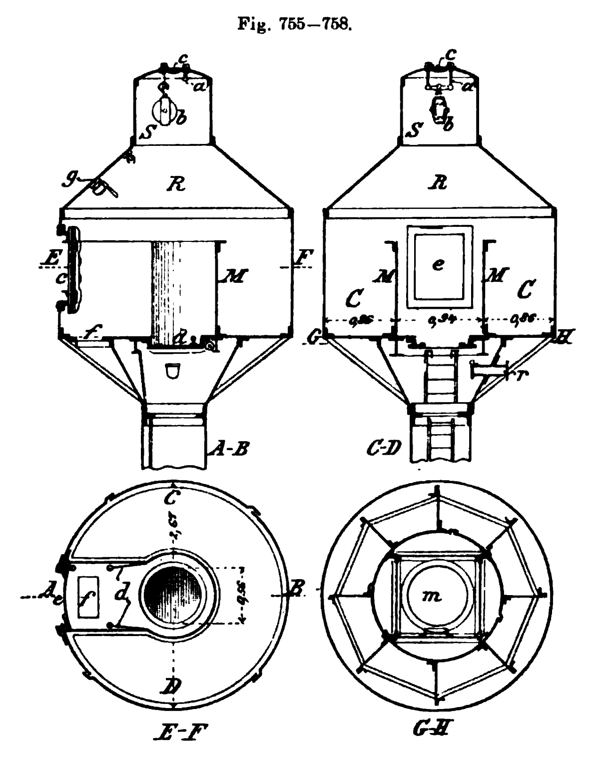
a. Allgemeine Anordnung.

Bei den ersten Anwendungen der Luftdruck-Gründung ordnete man die Luftschleusen stets oben an. Dieselben enthielten nur einen einzigen Raum, in welchem der Boden in Eimern aufgestellt wurde, um nach Anfüllung der Schleuse mit solchen Eimern ausgeschleust und in denselben Eimern aus der Schleuse entfernt zu werden. Derselbe Raum diente ferner auch zum Aus- und Einschleusen der Arbeiter. Später trennte man in dem einzigen Schleusenraum einen oder mehrere Verschläge ab und der in Eimern zur Schleuse hinaufgeförderte Boden wurde in diese abgetrennten Räume entleert und es konnte in solcher Weise eine größere Menge Boden gleichzeitig ausgeschleust werden.

Eine derartige Einrichtung zeigen Fig. 755—758, welche die Schleuse darstellen, die für die Dömitzer Elbebrücke vom Verfasser im Anschluß an die Konstruktion der Schleusen der Elbebrücke bei Hämerten, aber unter Vermeidung mehrerer Mängel, die sich dort gezeigt hatten, entworfen wurde. Der Materialienraum *M* faßte 4,45 cbm Boden. Nach erfolgtem Ausschleusen wurde der Boden aus dem Materialienraume durch die Seitentüren *d* in der Scheidewand zur Öffnung *f* im Schleusenboden gedrängt, und stürzte durch letztere in Rinnen, welche außen an der Schleuse befestigt waren. Die Bodenförderung geschah unmittelbar durch Handaufzug in Eimern. Das Eimertau lief in der Schleuse über die Rolle *b* und unten im Senkkasten über eine dicht am Schachtrohr an der Decke angebrachte Rolle, so daß die Arbeiter einen wagrechten Zug ausübten. Zur Bedienung waren 1 Arbeiter in der Schleuse und 6 bis 7 im Senkkasten erforderlich, welche in vierstündiger Schicht durchschnittlich zwei Schleusenfüllungen gleich rd. 9 cbm losen Boden förderten und für 1 cbm

ohne Rücksicht auf die Förderhöhe 2,80 M. erhielten. Die Unterhaltung der Geräte war Sache der Bauverwaltung, welche auch die Beleuchtungs-Materialien lieferte. Die größte Förderhöhe war 15 m. Die Rolle *b* hing an einem Ringe *a* von demselben Durchmesser, den die Rolle hatte, so daß das Eimertau sich stets in der Mitte der Schachtrohre befand, an welcher Stelle des Ringes auch immer die Rolle befestigt wurde. Über dem Ringe *a* befand sich zum Lichteinlaß eine Glaslinse. Der Hahn *g* zum Auslassen der verdichteten Luft lag in der kegelförmigen Decke, derjenige zum Einlassen der Luft aus den Schachtrohren, wenn eingeschleust werden sollte, oben auf der Scheidewand. Ein Kupferrohr verband diesen mit dem Schleusenboden. Die Öffnung war nach oben gerichtet. Die ganze Anordnung dieses Hahnes war so gewählt, daß durch die heftig einströmende Luft ein Umherschleudern von Sand und Staub in der Schleuse möglichst vermieden wurde. Zu noch größerer Vorsicht kann man die Öffnung dieses Hahnes mit Zeug umwickeln. *e* ist die Tür zum Einsteigen in die Schleuse, *m* die Klappe, durch welche man aus der Schleuse in die Schachtrohre gelangt, *r* die durch eine Ventilklappe mit Gummipackung geschlossene Lufteinströmung. Anstatt des Handaufzuges läßt sich an einer solchen Schleuse auch sehr leicht ein Aufzug durch Maschinenbetrieb anbringen, indem oben in dem Dome *S* anstatt der Rolle eine Windetrommel angebracht wird, deren Welle durch eine Stopfbüchse nach außen führt und hier ihren Antrieb erhält.

Fig. 755—758.

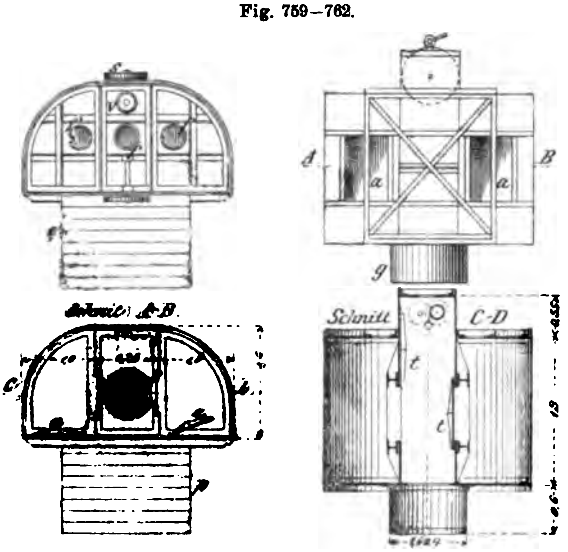


Bei den Schleusen mit nur einem Raume findet jedesmal eine Unterbrechung der Förderung statt wenn der Boden ausgeschleust werden soll. Außerdem geht eine größere Menge verdichteter Luft dabei verloren. Es sind dies Mängel, die allerdings in den meisten Fällen wenig ins Gewicht fallen; denn bei den Dömitzer Schleusen betrug die jedesmal verlorengehende Luftmenge z. B. nur 5 % der im Senkkasten und den Schachtrohren vorrätigen, und dieser Verlust trat nur alle 2 Stunden ein; die Unterbrechung in der Förderung aber wurde von den unten gebliebenen Arbeitern dazu benutzt, um Boden vom Rande des Senkkastens nach dem Schachtrohre hinzuwerfen. Bei geringeren Tiefen und kleineren Arbeiten

ist daher diese Konstruktion immer noch wegen ihrer großen Einfachheit, Leichtigkeit (eine solche Schleuse wiegt nur 3350 kg) und infolgedessen billigen Beschaffung und bequemen Handhabung zu empfehlen.

Bei großen Arbeiten und Tiefen dagegen ist ein ununterbrochener Betrieb erwünscht, bei sehr bedeutenden Tiefen auch namentlich noch deswegen, weil bei der vorbeschriebenen Konstruktion mit dem Boden jedesmal einer oder mehrere Arbeiter auszuschleusen pflegen, die also in einer Schicht mehrmals schädlichem Druckwechsel der Luft unterworfen werden. Wenn schon dieser Übelstand dadurch zu vermeiden wäre, daß der in der Schleuse befindliche Arbeiter, der die Eimer kippt, während der Zeit, in welcher die Schleuse entleert werden soll, in den Senkkasten geht, und daß das Ausschleusen und Entleeren von außen befindlichen Arbeitern ausgeführt wird, so ist dies immerhin unbequem. Für solche Fälle hat man daher Schleusen eingerichtet, bei welchen der Raum, in dem die Eimer gehoben werden, von den Räumen, in welchen man den Boden anhäuft, getrennt sind. Der erstere Raum ist dann eine unmittelbare, meistenteils etwas erweiterte Fortsetzung der Schachtrohre, während die Räume zur Aufnahme des Bodens neben demselben liegen oder ihn umgeben. Fig. 759 bis 762 zeigen die Schleuse, welche Gerber und Bolzano mehrfach in Bayern verwandten.

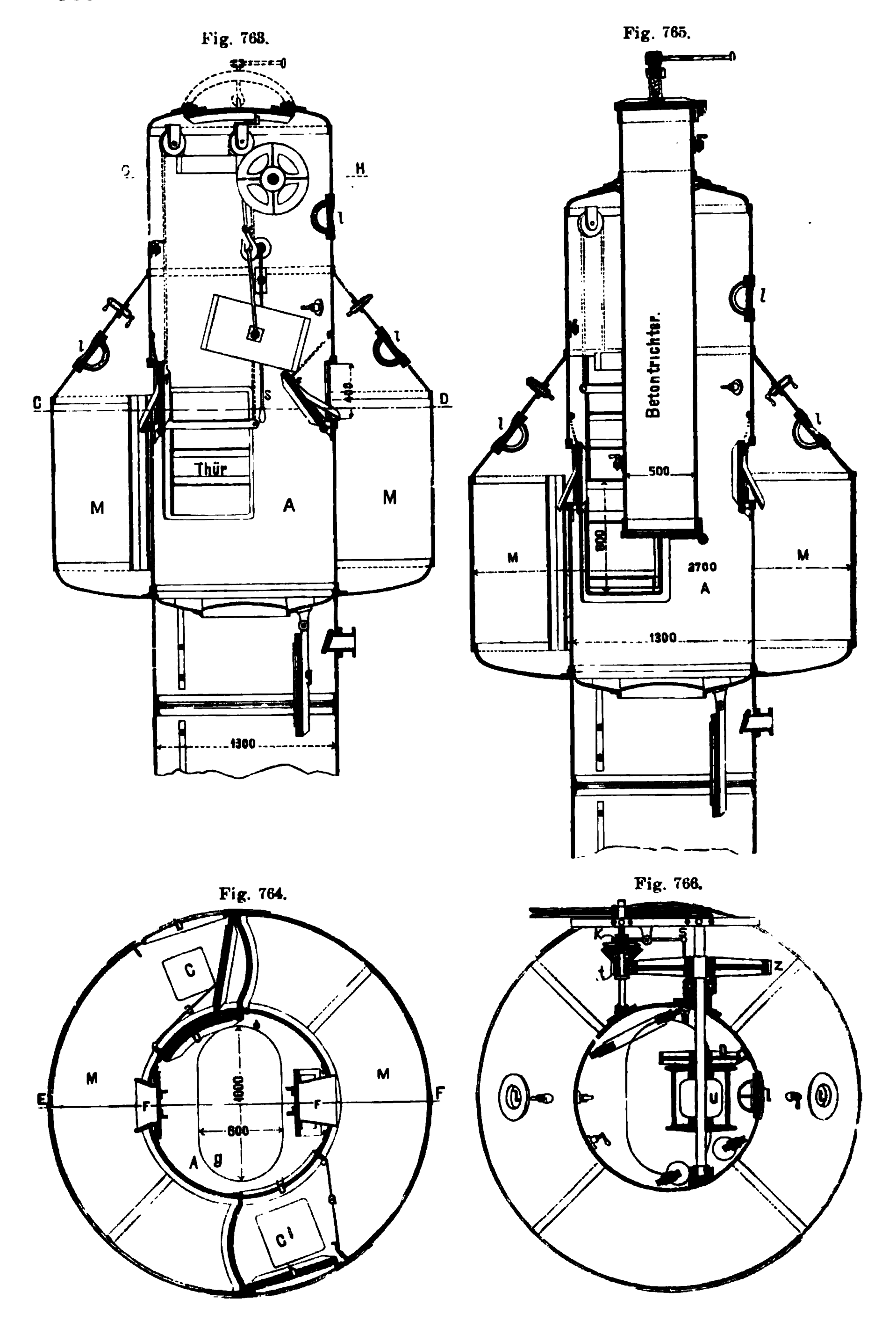
Fig. 759–762.



Die Leistungsfähigkeit derartiger Schleusen hängt wesentlich von der Schnelligkeit des Aufwindens der Fördergefäße ab. Es betrug z. B. bei der Schleuse von Gerber nach dessen Mitteilung bei regelmäßigem Arbeitsgange die Leistung bei Kiesboden und Menschenkraft an der Winde in 24 Stunden 1920 Kübel gleich 42 cbm, bei Dampfkraft 3300 Kübel gleich rd. 73 cbm. Es wurden in einem Gestelle stets 2 Kübel zu 0,022 cbm gleichzeitig gehoben und je 8 Kübel gleichzeitig ausgeschleust. Die Einrichtungen, bei denen der Boden in den Materialienräumen ausgeschüttet und nach der Ausschleusung ausgeschaufeft wird, ermöglicht bei Sandboden größere Leistungen, weil die schweren Kübel unbequem in der Schleuse zu bewegen sind. Zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit wird man bei großen Tiefen möglichst schnelle Bewegung der gleichzeitig auf- und abgehenden Gefäße einrichten müssen.

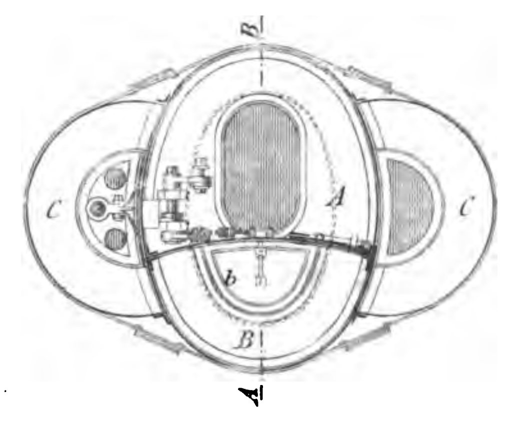
Eine Schleuse mit zum Förderraum konzentrisch angeordneten Kammern zeigen Fig. 763—766, welche vom Verfasser für den in Fig. 693 bis 696 S. 347 ff. dargestellten Senkkasten entworfen wurde. Dieselbe Anordnung des Grundrisses zeigen auch bereits die von Castor bei seinen Bauten benutzten Schleusen.

Die für den eben erwähnten Senkkasten bestimmte Schleuse hat in den beiden Materialienräumen *M* zwei durch die Türen *a* gebildete Scheide-


Fig. 763.
Fig. 765.
Fig. 764.
Fig. 766.
Thür
Betontrichter.
M
A
1300
500
2700
1000
600

wände, die den Zweck haben, den Raum zwischen den Einsteigetüren *b*, *b'* freizuhalten (Fig. 764). Durch die Türen *a*, welche nach dem eben erwähnten Raume hin aufschlagen, wird der geförderte Boden zu den Bodenklappen *c* getrieben und durch diese, wie bei der Dömitzer Schleuse, in untergehängte Rinnen gestürzt. Zum Füllen der Materialienräume *M* sind in der Wand des Mittelraumes *A*, welcher für gewöhnlich in ununterbrochener Verbindung mit den Schachtrohren steht, kleine Klappen *f* angebracht, durch welche die Eimer entleert werden, Fig. 763. Der Mittelraum ist übrigens auch so eingerichtet, daß er ebenfalls als Schleuse dienen kann. Es wird dann die untere Klappe *g* geschlossen und die in der Decke befindliche, *h*, geöffnet. Diese Einrichtung ist für den betr. Senkkasten notwendig, um die abnehmbaren Teile desselben (Deckenträger und Bleche) nach beendeter Senkung ausschleusen zu können. (Vergl. S. 348.) Die Schleusenabteilungen werden bei Tage durch die Lichteinlässe *l* erleuchtet, des Nachts durch Laternen, welche vor diesen aufgehängt werden. Die Lichteinlässe sind nicht durch Glaslinsen, sondern durch Kugelkalotten (Halbkugeln) aus Glas geschlossen. Diese Einrichtung ist vorzuziehen, weil bei ihr das Glas nur auf Druckfestigkeit beansprucht wird. Die Gläser sind womöglich so zu legen, daß die Arbeiter nicht zufällig ein Licht unter ihnen aufstellen können, weil ein Platzen der Gläser durch die Hitze gefährlich werden kann.

Fig. 767, 768



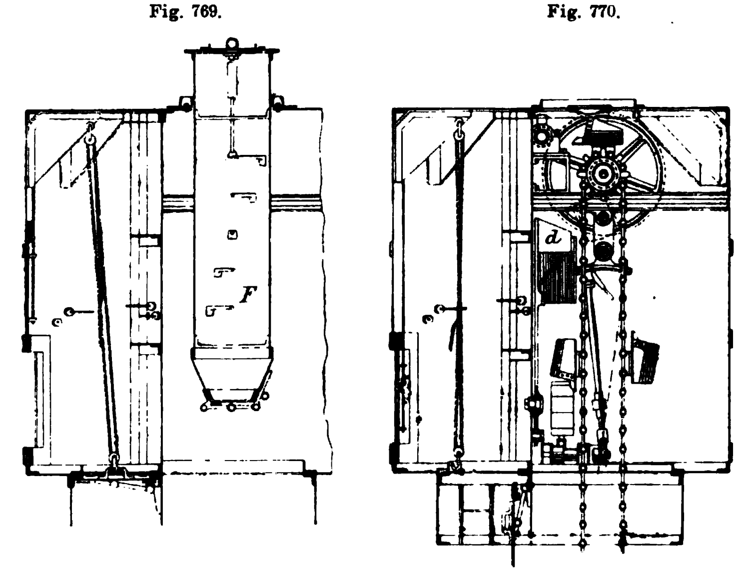
Derartige Schleusen mit getrennten Materialienräumen werden bedeutend schwerer als solche mit nur einem Raume. Man muß deshalb, um an Gewicht zu sparen, der starken Aussteifungen wegen gerade Wände und Decken möglichst vermeiden, vielmehr alle diese Teile zylinderförmig, kegelförmig, oder als Kugelkalotten mit gekümperten Blechen herstellen. Überhaupt muß man nach denselben Grundsätzen

bei der Konstruktion von Schleusen verfahren, wie bei Dampfkesseln. (Vergl. weiter unten.)

Als Grundrißform ist die Kreisform stets die bequemste, schon deshalb, weil man solche Schleusen durch einfaches Fortrollen auf der Baustelle fortschaffen kann.

Die Förderung des Bodens geschieht bei diesen großen Schleusen in der Regel durch Maschinenkraft. Die für die Schleusen des Generals v. Struve vom Verfasser eingerichtete Anordnung, welche sich bei dem Bau der Newa-Brücke in St. Petersburg recht gut bewährte, ist auch für die Schleuse Fig. 763—766 beibehalten und aus Fig. 766 ersichtlich. Die Windetrommel *u*, welche man am bequemsten so einrichtet, daß sie aus 2 Teilen besteht, die um die Welle gelegt und verschraubt werden, ohne diese zuvor aus der Stopfbüchse zu ziehen, trägt an einer Seite eine Bandbremse *o*, welche selbsttätig wirkt, also ausgerückt werden muß, wenn sie nicht wirken soll. Außerhalb der Schleuse sitzt an der Trommelwelle ein großes Zahnrad *z*, in welches ein kleines Triebrad *t* eingreift, das auf der Welle der Seil-

Fig. 769. Fig. 770.



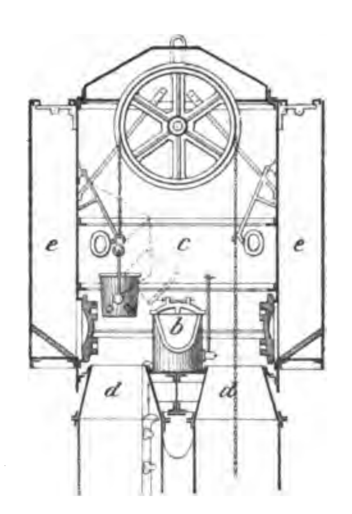
scheibe drehbar, aber nicht verschiebbar, befestigt ist. An diesem Triebrade sitzt (am besten nicht angegossen, sondern abnehmbar) der eine Teil einer Reibungskuppelung *k*, während der andere Teil, welcher vom Inneren der Schleuse aus eingerückt werden kann, auf der Welle verschiebbar, aber nicht drehbar ist.

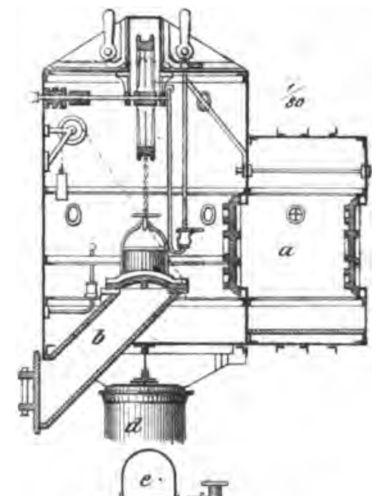
Falls es der Raum gestattet, ist es noch zweckmäßiger, die Reibungskuppelung unmittelbar an der Trommel anzuordnen. Es laufen dann die Zahnräder stets in derselben Richtung um, während bei der eben beschriebenen Einrichtung die Drehungsrichtung wechselt, je nachdem ein Eimer gehoben oder gesenkt werden soll. Die Geschwindigkeit beim Senken der Eimer regelt der Arbeiter in der Schleuse mit der Bandbremse, die er mit dem Fuß auslöst; den Steuerhebel, durch den die Reibungskuppelung eingerückt wird, bewegt er mit der Hand.

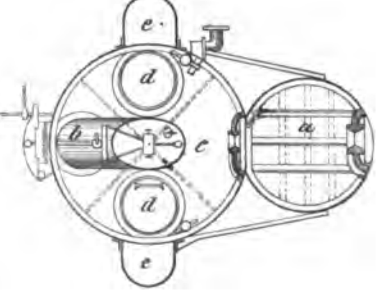
Während bei den oben beschriebenen Schleusen die Seitenkammern gleichzeitig zum Ein- und Ausschleusen der Arbeiter dienen, benutzte die Firma Klein, Schmoll & Gärtner in Wien eine Schleuse, bei welcher für das Einsteigen eine getrennte Kammer *B* neben 2 Materialienräumen *C*

angeordnet ist, Fig. 767—770. Der Hauptkörper *A* dieser Schleuse, in welchem der Boden durch einen kleinen Eimerbagger gehoben wird, bleibt ebenfalls stets in Verbindung mit dem Schachtrohr und dem Senkkasten. An diesem Teile befinden sich einander gegenüber die beiden Materialienräume *C*, welche bedeutend kleiner, als bei den vorbeschriebenen Schleusen sind und von dem Bagger abwechselnd gefüllt werden. Es geschieht dies in der Weise, daß die Baggereimer ihren Inhalt in einen sogen. Auswerfer *d* entleeren, den man umsteuern kann, so daß er einmal in die linke Seitenkammer, und, wenn diese gefüllt ist, in die rechte wirft, Fig. 767. Der Bodenverschluß *p* der Materialienräume kann von außen geöffnet werden, nachdem die verdichtete Luft aus denselben entlassen ist.

Fig. 771—773.







Die eigentliche Schleusenkammer *B* bildet einen Teil des mittleren, eiförmig gestalteten Raumes und ist von dem Arbeitsraume *A* durch eine Scheidewand getrennt. Dieser Raum hat eine Tür zur Verbindung mit außen, Fig. 769, eine zweite *c*, Fig. 767, dieser gegenüber, durch welche man in den Baggerraum gelangt und eine Klappe *b*, Fig. 768, im Boden, durch die man in die Schachtrohre steigt. Letztere sind abgeteilt, sodaß man ohne Unterbrechung der Förderarbeit in den Senkkasten steigen kann. Der Bagger wird von außen mittels einer Seilscheibe *l* durch eine Dampfmaschine getrieben. Als Verfasser diese Schleusen in Lauenburg in Tätigkeit sah, befand sich eine Friktionskuppelung nicht an dem Getriebe. Eine solche, die man auf eine bestimmte Kraftübertragung einstellen könnte, wäre jedenfalls sehr zweckmäßig und würde manche der jetzt leicht vorkommenden Beschädigungen verhindern können. Wegen solcher und anderer bei dieser ziemlich heiklen, übrigens sehr sinnreichen Einrichtung leicht vorkommenden Unterbrechungen ist die Leistungsfähigkeit derselben nicht größer als diejenige gewöhnlicher Aufzüge. Sie eignet sich daher nur für Groß-Unternehmungen, die stets geübte Mannschaften haben. Bei Arbeiten in Tonboden sind außerdem die Materialienräume schwer zu

leeren, sodaß bei solchem besteigbare Seitenkammern jedenfalls bequemer sind.

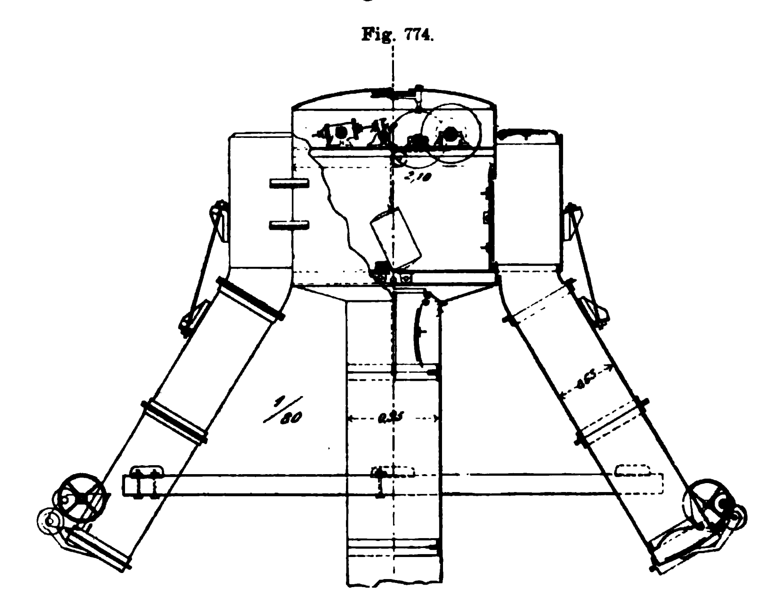
Rziha gibt die Leistungsfähigkeit dieser Schleuse nach Mitteilungen der Besitzer wie folgt an:

Für Sand und Schotter 30 bis 40 cbm ⎫
" " und grobes Geschiebe 20 bis 30 cbm ⎬ in 24 Stunden im Abtrage gemessen.
" gebrochenes Gestein 15 bis 20 cbm ⎭

Die Schleuse wiegt ausschließlich Baggerkette und Eimer rd. 7000 kg. Zu derselben gehört eine Betonière (Betonschleuse) *F*. Es ist dies ein oben und unten durch Ventilklappen geschlossener Blechzylinder, welcher nach beendeter Senkung des Pfeilers und Entfernung des Baggers in die obere Schleusendecke gerade über der Schachtöffnung eingesetzt wird. Die Betonschleuse wird von oben gefüllt und der Beton dann nach Schluß der oberen und Öffnung der unteren Ventilklappe in den Schacht hinabgestürzt.

Dieselbe Einrichtung ist auch für die Schleuse Fig. 763—766 angewendet. Während aber hier die großen seitlichen Materialienräume auch

Fig. 774.



ebenso gut gestatten, Ziegelsteine und Mörtel getrennt einzuschleusen, wenn der Senkkasten ganz oder teilweise ausgemauert werden soll, bietet hierfür die Schleuse der Wiener Firma keinen Raum. Ein Übelstand derselben besteht auch noch darin, daß man, um die Schachtrohre zu verlängern, entweder die ganze Luftmenge aus dem Senkkasten entweichen lassen, oder den in den Senkkasten hinabreichenden Teil des Baggers entfernen muß, um dort den Schacht schließen zu können. Deshalb erfordert diese Arbeit unverhältnismäßig viel Zeit.

Um den Luftverbrauch noch mehr zu vermindern, hat man Materialienräume angeordnet, die ganz mit Boden gefüllt werden. Die beim Bau der Maasbrücke zu Rotterdam verwendete Schleuse, Fig. 771—778, zeigt eine solche Einrichtung. Der seitlich angebrachte Raum *a* dient zum Einschleusen der Arbeiter, ein schräges, gußeisernes Rohr *b* mit 2 Klappen nimmt den in den Arbeitsraum *c* geförderten Boden auf. Dieser steht mit dem Senkkasten fortwährend durch 2 Schachtrohre *d* in Verbindung, in

denen stets gleichzeitig ein Eimer aufwärts und ein anderer abwärts geht. 2 kleinere Seitenkammern *e* stellen Betonschleusen dar, die oben und unten mit Ventilklappen versehen sind, und ihren Inhalt, wenn man die untere Klappe öffnet, unmittelbar in die Schachtrohre fallen lassen. Merkwürdigerweise zeigt diese Schleuse zwei Betonschleusen und nur einen Zylinder zur Bodenaufnahme, während doch, der größeren Masse wegen, es erwünschter erscheint, eher die Bodenförderung mit ununterbrochenem Betriebe einzurichten; die Einrichtung kann deswegen, trotz der doppelt vorhandenen Eimer, nicht sehr leistungsfähig sein. Außerdem zeigt die Schleuse, sowohl an den Betonschleusen als auch an dem schrägen Sandzylinder, Verschlußklappen, die nur durch Schrauben (nicht durch den Luftdruck) gegen ihren Sitz gedrückt werden. Diese Einrichtung bringt stets Luftverluste und obenein Gefahren mit sich, wenn nicht ein vorzeitiges Öffnen durch irgend welche Vorrichtungen unmöglich gemacht wird; sie ist daher zu vermeiden. Endlich geben auch die vielen Verbindungsstellen der doppelten Schachtrohre leicht Veranlassung zu Luftverlusten und es ist aus diesem Grunde ein einziges Rohr vorzuziehen, dem man nötigenfalls einen länglichen Querschnitt geben kann.

Fig. 775.

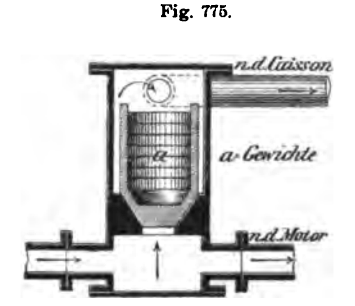
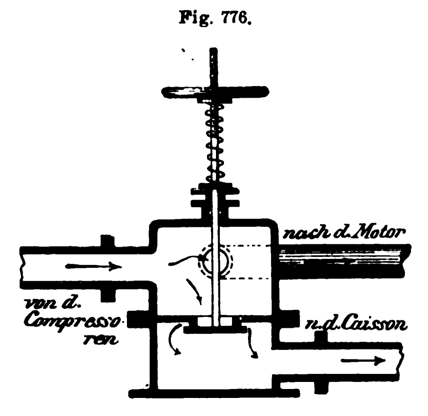
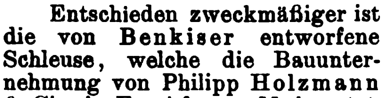


Fig. 776.





Entschieden zweckmäßiger ist die von Benkiser entworfene Schleuse, welche die Bauunternehmung von Philipp Holzmann & Cie. in Frankfurt a. M. benutzt, Fig. 774. Der Hauptkörper derselben, in welchem die Förderung stattfindet, hat oben und unten Einsteigeklappen und dient zum Einschleusen der Arbeiter. An diesem Raum sitzen seitlich einander gegenüber zwei kleinere Materialienkammern, welche unten durch schräg von der Schleuse abstehende Rohre von gleicher Weite verlängert werden können. Diese Seitenkammern haben eine Schleusenklappe oben, eine zweite unten am schrägen Rohre und eine dritte, welche sie mit dem Hauptkörper verbindet. So lange der Boden gefördert wird, benutzt man nur die beiden letzteren. Der Boden wird aus den Eimern durch die Tür zwischen dem Haupt- und Nebenraum in den letzteren geschüttet, bis das schräge Rohr gefüllt ist. Dann wird diese Tür geschlossen, die Luft ausgelassen und die untere Klappe geöffnet, so daß der Boden durch diese ausfließt usw. Ist dagegen die Senkung beendet, so werden die beiden schrägen Röhren abgeschraubt, und es wird die untere Öffnung durch einen angeschraubten Boden geschlossen. Es dienen jetzt die oberen Klappen zum Einschleusen des Betons, den man bei genannter Unternehmung in der Regel in Kübeln einbringt. Übrigens ließe sich durch Einfügen eines schrägen Bretterbodens auch sehr leicht eine Einrichtung treffen, bei welcher der Beton in die Seitenräume lose eingeschüttet werden könnte, so daß er beim Öffnen der unteren Türe in den Hauptraum abstürzte.

Bei dem Bau der alten Rheinbrücke zu Basel förderten 10 bis 14 Mann im Senkkasten in 24 Stunden durchschnittlich 40 ^{cbm} gewachsenen Boden, der

aus Kies mit Nagelflue-Schichten und endlich aus Letten bestand. Bei der Betonierung wurden in 36 Stunden 2100 Kübel Beton von 0,09 cbm Inhalt, also rd. 190 cbm eingebracht. Das Heben der Kübel geschah durch verdichtete Luft, welche auch zum Drehen der Senkungs-Spindeln benutzt wurde. Zu diesem Zweck ist die von den Luftpumpen kommende Leitung durch ein Ventil in 3 Zweige geteilt. Da erst ein Luftdruck, der 8 m Wassersäule entspricht, imstande ist, die Kübel zu heben, so muß bei geringeren Tiefen die ganze Luftmenge auf diesen Druck verdichtet werden. Dies geschieht durch einen sogen. Kompensations-Topf, dessen ursprüngliche Form durch Fig. 775 dargestellt wird. In einem Zylindergehäuse befindet sich ein Ventil, durch welches die Luft strömen muß, um in den Senkkasten zu gelangen. Dies Ventil ist durch Gewichte *a* so stark belastet, daß es sich erst hebt, wenn der Druck 0,8 kg/qcm beträgt. Die Luft, welche von der Luftpresse zu dem Motor der Hebevorrichtung unmittelbar übertreten kann, wird also stets den nötigen Druck besitzen. Hat der Senkkasten 8 m Tiefe erreicht, so wird das Ventil überflüssig und es wird dann für den Motor gebrauchte Luft aus dem Senkkasten verwandt. — In neuerer Zeit hat der Kompensations-Topf die Form nach Fig. 776 erhalten, in welcher anstatt der Gewichte eine Feder zur Belastung des Ventils angewendet wird; dadurch ist das Spiel des Ventils weniger geräuschvoll gemacht.

Fig. 777.

Die Schleusen, Fig. 774, wurden auch bei Preßluft-Gründungen für den Kaiser Wilhelm-Kanal verwendet. Sie hatten aber hier — wahrscheinlich nachträglich angebracht — an den unteren Klappen der Materialien-Behälter, welche nicht durch den Luftdruck auf sicheren Sitz gepreßt werden, folgende in Fig. 774 nicht dargestellte Sicherheits-Vorrichtung gegen zu frühes Öffnen, Fig. 777.

Unten an diesen Behältern war ein kleiner Zylinder mit einem Tauchkolben angebracht. Der Raum hinter dem Kolben stand durch einen Schlauch (besser ein Rohr, weil ein Schlauch durchschnitten werden kann) mit dem oberen Teile des Erdbehälters in Verbindung und der hier herrschende Überdruck drückte den Kolben soweit vorwärts, daß er mittels eines Hebels eine Klinke in eine Nut an dem überstehenden Rande des Erdbehälters schob. Die Klinke ließ sich erst entfernen und die Klappe öffnen, wenn der Erdbehälter nur noch Atmosphärendruck enthielt. (Zeitschr. f. Bauw. 1899 S. 433.)

Während man bei großen Senkkasten oder Taucherglocken Schleusen für besondere Zwecke (nur zum Fördern von Boden oder nur zum Einbringen von Beton) leicht sehr leistungsfähig herstellen kann, ist die Aufgabe, für einen kleinen Senkkasten, auf dem überhaupt nur 1 Schleuse angebracht werden kann, diese für möglichst vielseitige Verwendung einzurichten, erheblich schwieriger zu lösen. Die Fig. 778—782 zeigen eine solche Schleuse, welche Verfasser für die Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten zu Frankfurt a. M. entworfen hat.

Dieselbe kann gleich gut zum Fördern von Boden wie zum Einschleusen von Beton oder von Ziegelsteinen in ununterbrochenem Betriebe verwendet werden. Sie gestattet ferner das Einschleusen von Personen, sowie unter Zuhilfenahme der Bodenklappe und des Mannloches im Dome des Arbeitsraumes das Ein- und Ausschleusen längerer Gegenstände (Bretter, Eisen-

stangen). Sämtliche Klappen der Schleuse und ihrer Nebenkammern werden durch den Luftdruck auf ihren Sitz gedrückt.

Fig. 778 rechts zeigt den Seitenbehälter in der Stellung für die Bodenförderung, links (um 180° gedreht) in der Stellung zum Einschleusen von Beton. In beiden Fällen hat die Schleuse, wie der Grundriß Fig. 779 zeigt, einen Vorraum, der zum Ein- und Ausschleusen von Personen oder größeren Gegenständen dient. Sollen (anstatt Beton oder Boden) Ziegelsteine geschleust werden, so werden, wie punktiert in Fig. 779 angedeutet, nur 2 Seitenkammern angeschraubt, eventl. auch noch die dritte (in Fig. 779 ausgezogene) zum Einsteigen von Personen. Den Mörtel kann man entweder durch eine der Seitenkammern in Kübeln einführen, oder man läßt anstatt einer Seitenkammer einen Beton-Zylinder (Fig. 778 links) daran sitzen und stürzt den Mörtel, wie sonst den Beton, hinab.

Der Verschluß der Beton- bezw. Bodenförderungs-Zylinder besteht im Inneren des Mittelraumes der Schleuse aus einem einfachen Deckel, der sich um Scharniere dreht, außen dagegen aus einer Klappe, die an einem kleinen Gestell mit 4 Rädern mittels kräftiger Federn so aufgehängt ist, daß bei der Stellung Fig. 778 rechts, wenn kein Luftdruck auf dem Deckel liegt, dieser von seinem Sitze etwas abgehoben und in den Ventilkasten (Fig. 779) zurückgerollt werden kann. Damit der geförderte Boden nicht auf den Deckel fällt, ist ein zweiter, runder, mit Rand versehener Deckel *D* (Fig. 778 rechts) vorhanden, der an einem Scharnier drehbar und an der diesem gegenüberliegenden Seite durch Falle oder Riegel festgestellt, den geförderten Boden zurückhält. Löst man den Riegel, so fällt Deckel *D* auf und der Boden heraus. Nach Entleerung wird Deckel *D* wieder verriegelt, der Wagen mit Deckel aus dem Ventilkasten herausgezogen und dieser Deckel durch einen Arbeiter, bis der Luftdruck genügend wirkt, dadurch auf seinen Sitz gehalten, daß er mit einer Eisenstange in den Ring *R* greift und die Stange als zweiarmigen Hebel benutzt.

In derselben Weise geschieht der Verschluß beim Einschleusen von Beton, Fig. 778 links. Der zweite Deckel *D* und die Feder, welche den großen Deckel vom Sitze abhebt, werden aber in diesem Falle ganz entfernt.

Die Glaslinse zum Lichteinlaß bei Tage ist mit einer Sicherheitsklappe versehen, welche durch eine schwache Feder offen gehalten wird. Zerbricht die Glaslinse, so reißt die ausströmende Luft die Klappe zu.

Im Dom des Arbeitsraumes befindet sich das Triebrad für die zur Förderung dienende Galle'sche Kette mit dem Kettenkasten darunter. Der Elektromotor liegt außerhalb der Schleuse, weil die große Feuchtigkeit der Preßluft störende Einflüsse auf den Betrieb ausüben würde. Weitere Einzelheiten des Hahnes zum Einschleusen der Seitenbehälter und des Födereimers mit dem Gestell, in welchem derselbe hängt, zeigen die Fig. 780 und die neben Fig. 778 stehende kleine Figur, bezw. Fig. 782—784.

Die bei Herstellung der 5 großen Trockendocks in Kiel und Wilhelmshaven, sowie der beiden großen Seeschleusen in letzterem Orte benutzten Materialien-Schleusen der Firma Ph. Holzmann & Cie. sind ähnlich denjenigen von Zschokke (Handbuch der Ing.-Wissensch. Bd. I. Grundbau Abt. 3 Kap. VII), sie zeigen diesen gegenüber aber die Verbesserung, daß der große Kübel um einen Zapfen drehbar in einem Bügel hängt, welcher oben 2 Laufräder erhalten hat. Zur Unterstützung der letzteren ist in der Kammer auf einer Konsole ein kurzes Schienenstück gelagert, welches unten in der Arbeitskammer der Taucherglocke mit den Gleisen der Hängebahn, oben mit einer außerhalb der Schleuse angebrachten Schiene in Verbindung gesetzt werden kann, so daß die Eimer mit Baustoffen in der Glocke ohne Umladung unmittelbar zur Arbeitsstelle gelangen, oder oben den geförderten Boden unmittelbar in Prähme verstürzen können. Weitere Einzelheiten ergeben sich aus den Fig. 785—787 (aus Zeitschrift für Bauwesen 1903, Taf. 41 u. 42 n. Franzius u. Mönch).

Die Materialienschleuse ist, wie aus Abb. 787 ersichtlich, eine Zwillingsschleuse mit gemeinsamer Hebevorrichtung, so daß stets gleichzeitig ein

Kübel gesenkt wird, wenn der andere aufsteigt. Der den Aufzug treibende Drehstrom-Motor von 20 PS wird durch den aufgehenden Förderkorb abgestellt und durch eine magnetische Bremse zum Stillstand gebracht, bevor die zum Verschluß der Schleuse nötige Höhe ganz erreicht ist, um ein zu hartes Anstoßen zu vermeiden. Das weitere Heben erfolgt dann von Hand. Das Abstellen des Motors erfolgt selbsttätig (wie, s. d. Quelle Zeitschrift für Bauwes. 1903 S. 317). Sobald der Motor zum Stillstand gekommen, wird eine Kuppelung auf der Motorwelle eingeschaltet und die Bremse gelüftet. Dann erfolgt das weitere Heben von Hand, bis der Boden des Förderkorbes sich gegen die Dichtung legt. Dabei wird wieder selbsttätig der Ausschleusungshahn durch

Fig. 778. Vertikalschnitt durch die Materialien-Kammer.

Dreiwegehahn f. d. Materialien-Kamm.

Fig. 779. Horizontalschnitt nach $C-D$.

Förderschleuse mit 2 Kammern.

M = Manometer.
$H-A$ = Hahn zum Ausschleusen.
$H-E$ = Hahn zum Einschleusen.
$D-H$ = Dreiwegehahn für die Materialien-Kammer.

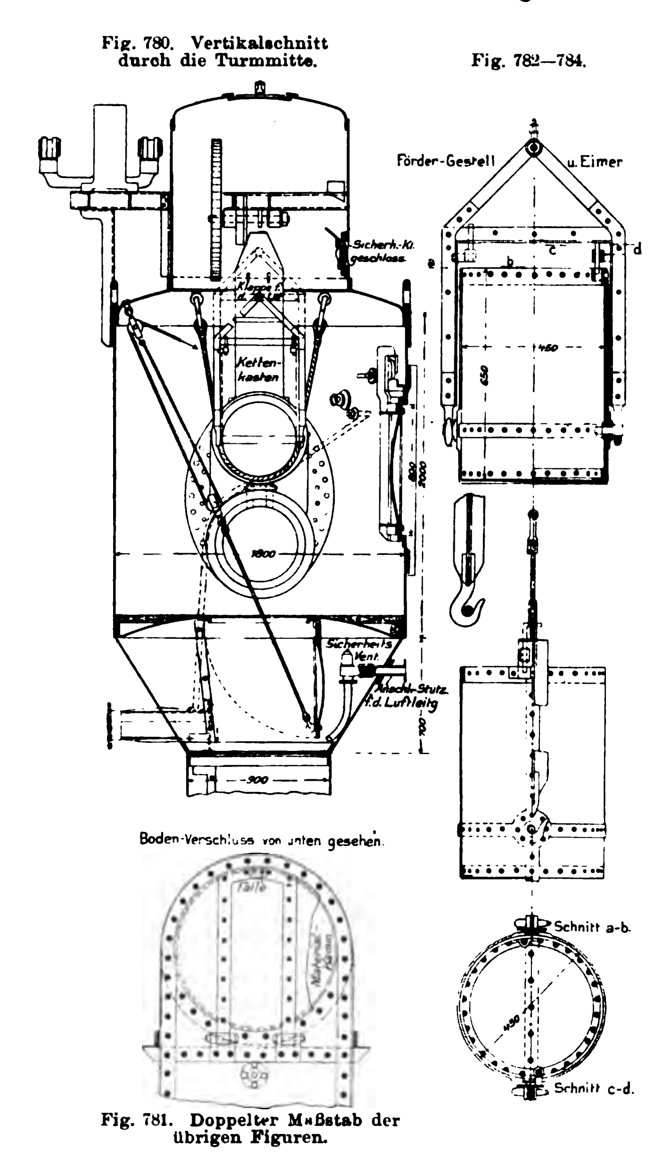


Fig. 780. Vertikalschnitt durch die Turmmitte.

Fig. 782—784.

Fig. 781. Doppelter Maßstab der übrigen Figuren.

den Bügel des Korbes geöffnet, so daß die Schleusentür zurückgeschoben und der Kübel ausgefahren werden kann.

Soll der wieder eingefahreneKübel hinunter gehen, so muß zunächst mit einem Handrade in umgekehrter Drehrichtung die Bewegung eingeleitet werden. Dadurch wird gleichzeitig in der zweiten Schleuse der Mechanismus eingestellt, durch den die maschinelle Windevorrichtung zum Stillstand kommt, bevor der Bodenverschluß den Anschlag erreicht.

Wenn ausnahmsweise nur eine Schleuse benutzt werden soll, geschieht das rechtzeitige Abstellen beim Aufziehen des Korbes in der beschriebenen Weise, beim Abwärtsgang dagegen erfolgt das Abstellen einfach von Hand. Der Versuch, in diesem Falle das Abstellen durch einen Stromschluß in der Arbeitskammer zu bewirken, hatte wegen des leichten Verschmutzens und des Nebenschlusses durch Feuchtigkeit keinen Erfolg. Die Anordnung der Galle'schen Kette (Gegengewicht zum Straffhalten, Aufhängung des Eimers an einer Feder) ist aus der Zeichnung ersichtlich.

Am unteren Ende jedes Schachtes ist ein Fanggerüst für den Fahrkorb hergestellt. Dasselbe bildet im wesentlichen nur eine Fortsetzung der seitlichen Führungsschienen in den Schächten, hat aber 3 Federpuffer, auf welche sich der Boden des Korbes zur Milderung etwaiger Stöße aufsetzt.

Ansicht.

Längsschnitt.

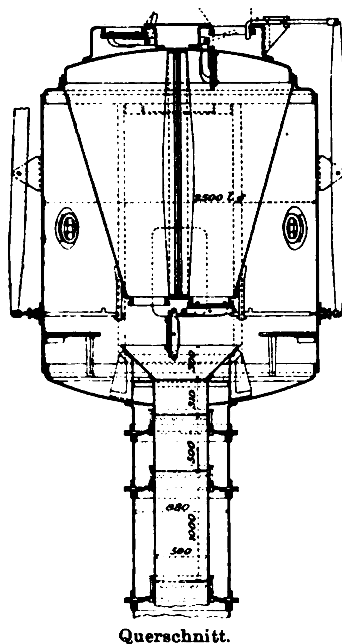
Querschnitt.

Fig. 785—787. Materialschleuse vom Bau der Trockendocks in Kiel und Wilhelmshaven (Ztschrft. für Bauw. 1908 Taf. 41 u. 42).

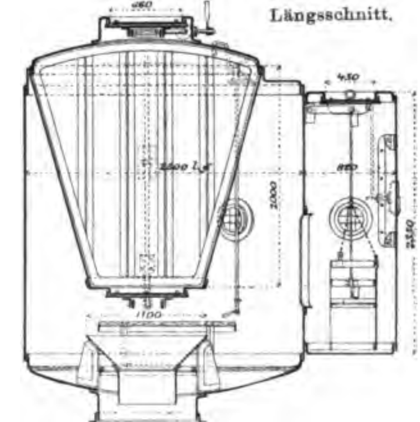
Bei der Größe des Fördergefäßes ist diese Materialienschleuse jedenfalls sehr leistungsfähig, falls nicht etwa der etwas komplizierte Fördermechanismus leicht versagt.

Die Betonschleuse, welche ebendaselbst verwandt wurde, zeigen die Fig. 788—790. In der Decke derselben ist ein großer kegelförmiger Behälter eingesetzt, der durch eine Scheidewand in 2 gleiche Teile geteilt ist, welche wechselweise gefüllt und entleert werden. Der Beton wird oben mit Hilfe eines aufgesetzten Trichters hineingestürzt und fällt unten,

Fig. 788—790. Betonschleuse. (Ztschrft. f. Bauwesen 1908 Taf. 41/42.)

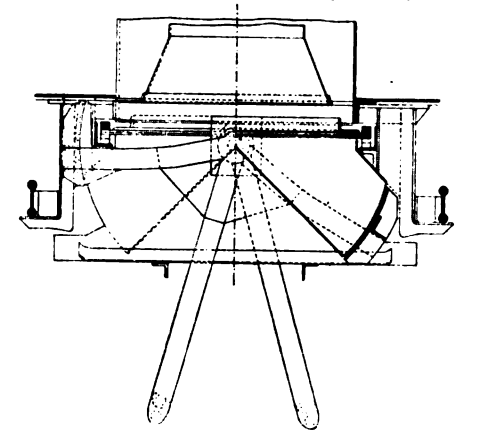


Querschnitt.



Längsschnitt.

Unterer Verschluß des Betontrichters.



nachdem die betreffende Betonkammer voll und eingeschleust ist, in einen Trichter und durch ein im eigentlichen Schachtrohre zur Schonung desselben angeordnetes Rohr in die Arbeitskammer hinunter.

Um zu verhindern, daß die unteren Klappen der Betonkammern durch die Last des darüber liegenden Betons aufgedrückt werden könnten, sind dieselben noch durch Riegel in der geschlossenen Stellung gehalten. Dieser Riegel steht mit einem Riegel der oberen Klappe in zwangläufiger Verbindung, so daß die untere Klappe nicht geöffnet werden kann, bevor die obere — die übrigens auch durch den Luftdruck gegen ihren Sitz gedrückt wird — geschlossen ist. Die Drehachse der oberen Klappe ist nach außen verlängert und trägt hier einen Hebel, mit Hilfe dessen sie geschlossen wird. Zur Bedienung der unteren Klappen der Betonbehälter befinden sich 2 Arbeiter in der Schleuse,

welche auch die Dreiweghähne zum Ein- und Ausschleusen der Betonbehälter handhaben. Die Hähne können auch von außen umgestellt werden. Die Arbeiter gelangen durch die in Fig. 788 ersichtliche Seitenkammer in den Arbeitsraum hinein. Zur weiteren Verteilung des Betons im Arbeitsraum ist unter dem Schachte eine geschlossene zweiseitige Rinne

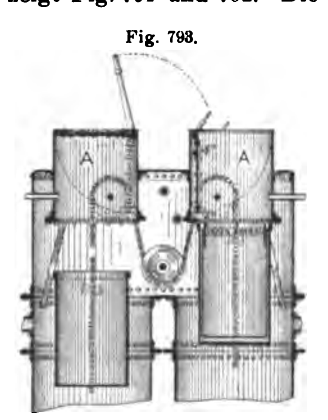
Fig. 791. Querschnitt.

Fig. 792. Längsschnitt.

angebracht, Fig. 790, so daß der Beton je nach Bedarf nach der einen oder anderen Seite in die auf der Förderbahn laufenden Fördereimer fallen kann. Diese Rinne ist verschieblich und kann durch einen Schiebedeckel ersetzt werden, wenn der Schacht zur Verlängerung oder Verkürzung des Schachtrohres luftdicht abgeschlossen werden soll. Diese Schleuse ist einfach, sicher und sehr leistungsfähig.

Die für das Ein- und Aussteigen der Personen benutzte Schleuse zeigt Fig. 791 und 792. Die Schleuse ist durch eine Scheidewand in zwei ungleiche Räume geteilt, dessen kleinerer die Vorkammer zum Einschleusen von 1 bis 4 Personen dient, während beide Kammern zusammen bis 16 Personen fassen. Diese große Zahl ist zulässig wegen des weiter unten zu beschreibenden sehr zweckmäßigen Hahnes, Fig. 807, der — von der Firma Körting in Hannover geliefert — während des Ausschleusens frische Preßluft zutreten läßt.

Fig. 793.



Die Türklappen der Schleuse haben Scharniere mit doppelten Drehachsen, um ein allseitiges Anlegen der Dichtungen auf den Anschlag zu erleichtern. Die übrige Einrichtung der Schleuse ist aus den Fig. ersichtlich.

Fig. 793 zeigt eine Förderschleuse vom Bau einer Anlegebrücke für Dampfer in Valparaiso (Eng. Record 1898, Bd. 38, S. 556).

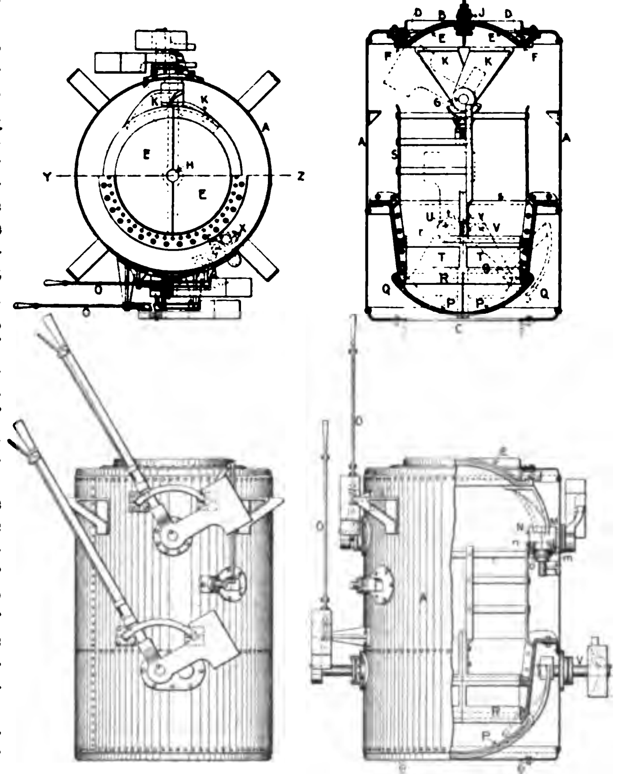
Die beiden kleinen Schleusen sind oben durch nach innen aufgehende Klappen verschließbar, die durch Hebel von außen gedreht werden. Gegen die unteren, zylindrischen Öffnungen wird je ein zylindrischer, unten geschlossener Kübel luftdicht angepreßt. Beide Kübel stehen, wie die Fig. zeigt, durch ganz in der Preßluft liegende Kettenzüge, welche außen zu beiden Seiten an die Kübel befestigt sind, mit einander in Verbindung, so daß der eine Kübel sinkt, wenn der andere gehoben wird. Der An-

trieb der Ketten erfolgt von außen. Zur unmittelbaren Aufnahme des zu fördernden Bodens oder des einzubringenden Betons dienen diese Kübel nicht. Es werden vielmehr in dieselben zweite Kübel hineingesetzt, wie bei der rechten Kammer ersichtlich ist. Die gefüllten Kübel werden bei offener Schleuse durch einen außenstehenden Kran herausgehoben.

Daß diese selben zur Bodenförderung wegen ihrer Einfachheit ganz brauchbaren Schleusen auch zum Einschleusen der Arbeiter in die zylindrischen Caissons (s. Fig. 676, S. 340) benutzt wurden, ist nicht zu billigen und hat sich auch als gefährlich gezeigt.

Eine eigentümliche Luftschleuse zeigt Fig. 794, welche bei den in Fig. 751 S. 380 dargestellten sehr engen hölzernen Röhren-Caissons in New-York verwendet wurde.

Fig. 794.



Der obere Verschluß der Schleusenöffnung besteht aus einem zweiteiligen Deckel *E*. Beide Deckelhälften sind mittels der Arme *K* auf einer gemeinsamen Achse *G* befestigt, der eine fest, der andere drehbar. Auf derselben Achse sitzt der Hebel *O* und ein Gegengewicht, um die Bewegung der Deckelhälften zu erleichtern. An den Naben der Arme *K* sitzt je ein Segment *m* und *n* eines konischen Rades, welche beide durch das konische Rädchen *o* zwangläufig miteinander verbunden sind, so daß bei Drehung des Hebels *o* beide Deckelhälften entgegengesetzte Bewegungen machen.

Die Deckelhälften haben in der Mitte je eine halbkreisförmige Öffnung zur Aufnahme einer Stopfbuchse, durch die das Seil zur Hebung des Förderkübels von außen in die Schleuse eingeführt wird. Diese Stopfbuchse sitzt lose auf dem Seil, ist zur Dichtung in den Öffnungen des Deckels mit einem Gummi-Zylinder umgeben und wird beim Schluß des Deckels in der richtigen Höhenlage eingestellt. Die Dichtung des Deckels an der Schleusenöffnung erfolgt durch einen Packungsring, der von dem Luftdrucke gegen die Lagerfläche an der Schleusendecke gepreßt wird. Den Luftdruck gegen den Deckel selbst nehmen bei dieser Konstruktion die Drehachsen auf. (Vergl. die Quelle Eng. News 1898 Bd. 40 S. 365.)

Ähnlich ist der untere Verschluß, nur daß hier die beiden Deckelhälften getrennte Drehpunkte *U* und *V* haben und die entgegengesetzte

Drehrichtung durch kleine auf ihren Naben sitzende, in einander eingreifende Zahnräder t und v bewirkt wird.

Der Anschlag Q für die zweiteilige Klappe war mit einem Dichtungsringe versehen. Die Dichtung der beiden Hälften der unteren Klappe erfolgte, wie die Figur andeutet, durch einen eingelegten Verpackungsstreifen. Zum Ein- und Ausschleusen diente der Dreiweghahn X.

Zum Einsteigen der drei in der Arbeitskammer tätigen Arbeiter waren Steigeisen vorgesehen.

Die beiden Hälften der unteren Klappe erhalten Druck gegen die Außenfläche der Kugelkalotte. Werden also durch den Luftdruck gegen-

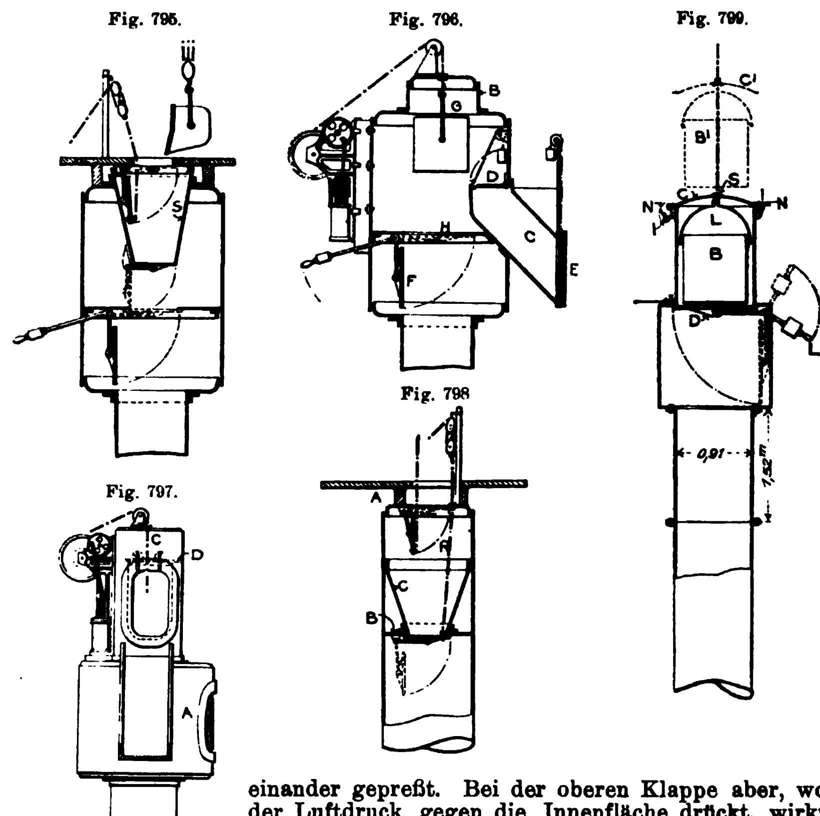


Fig. 795. Fig. 796. Fig. 799. Fig. 798. Fig. 797.

einander gepreßt. Bei der oberen Klappe aber, wo der Luftdruck gegen die Innenfläche drückt, wirkt derselbe trennend gegen die beiden Klappenhälften. Sie werden also nur durch die Reibung an ihrem ringförmigen Auflager und durch den Mechanismus, welcher zur Bewegung derselben dient, zusammengehalten. Es ließe sich leicht außen oberhalb des Deckels noch eine weitere Sicherung anbringen, in Form einer Aussteifung zwischen dem Anschlagringe D und den Klappenhälften E. Als Dichtung für die Fuge zwischen beiden Klappenhälften E empfiehlt sich am meisten ein Gummistreifen, der unten an der einen Klappenhälfte befestigt, beim Schluß unter die andere Hälfte greift. Er wird durch den Luftdruck angedrückt und vermehrt durch Reibung die Sicherheit.

Die Fig. 795—798 zeigen die Luftschleusen, welche bei Gründung der neuen East-River-Brücke zur Verwendung kamen. (Eng. Rec. 1899 Bd. 89 S. 397.)

Die Fig. 795 und 798 sind Betonschleusen, die aber nur je einen Betonbehälter besitzen, also keinen ununterbrochenen Betrieb ermöglichen. Beide, namentlich diejenige nach Fig. 795, entsprechen in ihrer Anordnung derjenigen der Firma Ph. Holzmann & Cie. Fig. 788—790 S. 397, nur daß bei dieser zur Ermöglichung ununterbrochenen Betriebes ein doppelter Betonraum angeordnet ist.

Bei der Schleuse Fig. 795 muß zum Verschließen der Bodenklappe des kegelförmigen Betontrichters ein Arbeiter in dem Raume neben diesem Trichter aufgestellt sein. Bei der Schleuse Fig. 798 ist dies nicht nötig. Der Verschluß erfolgt von außen mittels eines Drahtseiles, das durch eine Stopfbuchse in der Schleusendecke über einen Flaschenzug geführt wird, der außen über der Schleuse angebracht ist. Die Konstruktion, Fig. 795, ist von Mattson, die Fig. 798 von Gahagan.

Die Schleusen Fig. 796 und 797 sind solche für die Bodenförderung in Kübeln. Sie zeigen sämtlich die Eigentümlichkeit, daß das Förderseil durch eine Stopfbüchse in der Decke der Schleuse nach außen geleitet wird. Die Anordnung, die auch beim Bau der Alexanderbrücke in St. Petersburg bei einer Schleuse getroffen war, ist mit bedeutenden Luftverlusten verbunden. Man sollte daher bei dieser Anordnung dafür sorgen, daß nur verbrauchte Luft entweicht, und zu dem Zwecke den Austritt der Frischluft aus der Leitung im Caisson möglichst fern von den Schachtrohren stattfinden lassen.

Die Schleuse, Fig. 796, von Mattson zeigt einen seitlichen Behälter zur Aufnahme von Boden, der, in Kübeln gefördert, von zwei in der Schleuse stehenden Arbeitern in den Behälter gestürzt wird. Die Klappen des Behälters sind durch Gegengewichte ausbalanziert und werden durch den Luftdruck auf ihren Sitz gedrückt. In welcher Weise dabei die Dichtung der Klappe *E* oben an dem Schlitz, durch welchen sie herausgezogen wird, ausgeführt ist, teilt die Quelle leider nicht mit. Ebenso ist nicht verständlich, wie der Hebel mit Gegengewicht für die Klappe *F* wirken soll. Vermutlich liegt hier ein Zeichenfehler vor.

Nach Fig. 797 wird der Kübel mit Boden von 0,25 cbm Fassung unmittelbar nach außen in eine Schütttrinne entleert, wie bei der Schleuse von Zschokke.

Fig. 799 endlich ist eine Materialschleuse von Stephens & O. Rourke, welche in New York bei Gebäude-Fundamenten angewandt ist. Der große Förderkübel *B* wird in einem Raume *L* ausgeschleust, den er fast vollkommen ausfüllt. Nach Schluß der unteren Klappe *D*, welche durch den Hebel *L* von außen bewegt werden kann, wird die Preßluft ausgelassen und darauf der obere Deckel *C*, der nur mittels Flügelschrauben *J* gehalten wird, samt dem Fördereimer durch einen Kran gehoben. Nach Entleerung des Eimers wird dieser samt dem Deckel *C* wieder in bezw. auf die Schleuse gebracht. Das Fördertau läuft beim Heben und Senken des Eimers auch hier durch eine Stopfbuchse in dem Deckel *C*.

Die Befestigung des Deckels mit Schrauben gegen den Luftdruck ist, wie an anderer Stelle hervorgehoben, nicht empfehlenswert.

Alle diese Schleusen gestatten keine ununterbrochene Förderung, so daß trotz der großen Kübel ihre Leistungsfähigkeit dem amerikanischen Grundsatze, daß Zeit Geld ist, wenig entspricht.

Ähnlich der vorigen ist die Anordnung von Barr, welche beim Bau der Brücke über den Harlem-Fluß bei New-York benutzt wurde. (Vergl. Zentralbl. d. Bauv. 1894 S. 220.)

Sie besteht nach Fig. 800 bis 802 aus einem auf dem Materialienschachte *A* sitzenden Zylinder *B*, der gerade groß genug ist, um den Fördereimer *C* aufzunehmen. Der Zylinder kann oben und unten durch zweiteilige, wagrechte Absperrschieber *D D* geschlossen werden, welche durch die Kolben *F* der Druckluftzylinder *E* vorgeschoben werden, wenn die Vierweghähne *G G* mittels des Hebels *H* entsprechend gesteuert werden. Zum dichten Abschluß sind die gleitenden Auflagerflächen der Schieber

gehobelt. Wo die beiden Schieberhälften aneinanderstoßen, erfolgt die Dichtung mittels eines Gummistreifens.

Fig. 800 zeigt die oberen Schieber geschlossen, die unteren offen, so daß der Eimer an dem Drahtseile J hinabgelassen werden kann. Das Seil wird dabei in der in Fig. 801 besonders dargestellten Stopfbüchse K geführt, welche sich in eine auf der Mitte der Schieberfuge befindliche Öffnung legt. Der Henkel des Eimers ist, wie Fig. 802 zeigt, mittels eines Vorsteckbolzens M in der am Seil befestigten Gabel N festgehalten. Er trägt am Boden einen Ring O, mit dem er abgekippt werden kann.

Mit dieser Vorrichtung soll nach der Quelle die Bodenförderung schneller, bequemer, billiger und mit weniger Verlust von Druckluft ausgeführt sein als bei Verwendung von Materialienschleusen, welche ähnlich den Arbeiterschleusen eingerichtet seien. Dieses Urteil kann übrigens nur für schlechtere Konstruktionen allgemein zugegeben werden. Schleusen mit doppelten, abwechselnd bis oben hin zu füllenden Materialienkammern

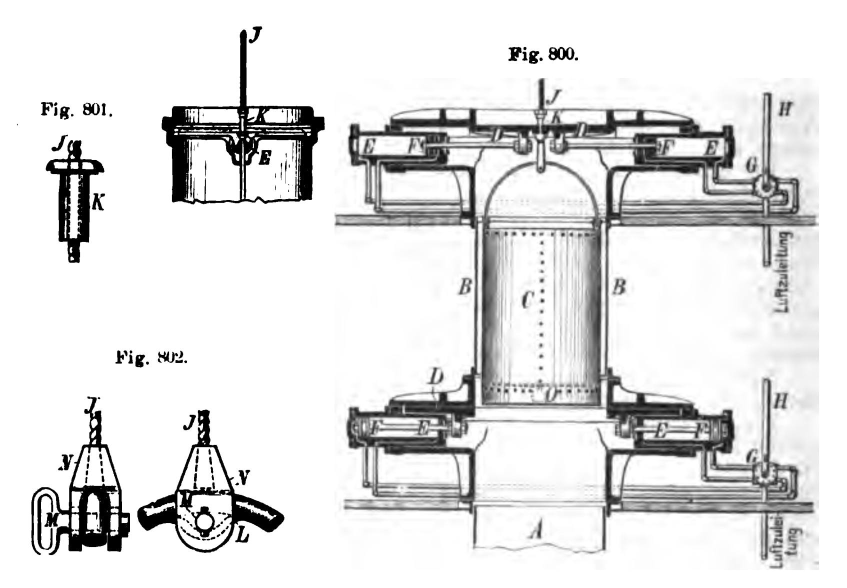


Fig. 801. Fig. 800. Fig. 802.

nach Anordnung der Fig. 774 und 778 bis 784 fördern ebenso schnell und verbrauchen weniger Luft als die stets undichte Stopfbüchse.

Die Schleusen sind auch mehrfach unten angebracht worden und zwar sowohl über als auch unter der Decke des Senkkastens. Die erste derartige Anwendung machte Eads bei dem Bau der Mississippi-Brücke bei St. Louis und fast gleichzeitig mit ihm Röbling bei der East-River-Brücke. Bei beiden Brücken dienten diese Schleusen nur zum Einsteigen der Arbeiter, die bei der Mississippi-Brücke auf einer Wendeltreppe zur Schleuse hinunter gelangten. Bei dieser Brücke lag die Schleuse unter der Senkkastendecke, und über derselben wurde aus Mauerwerk mit eiserner Ausfütterung im Inneren ein Schacht im Fundament für die Wendeltreppe hergestellt. Bei der East-River-Brücke lagen die Schleusen über der starken Holzdecke in weiten viereckigen, mit Holz ausgefütterten Aussparungen des Fundamentes und standen durch die Decke hindurch mittels eiserner Rohre mit dem Senkkasten-Raum in Verbindung.

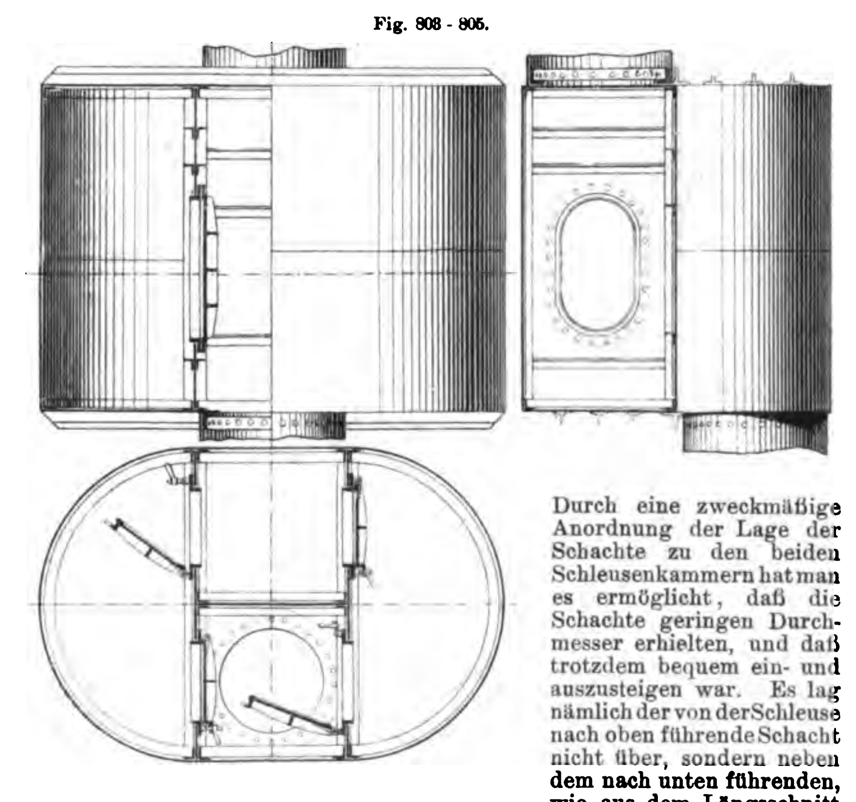
Eiserne oder hölzerne, genügend hoch über Wasser reichende Ausfütterungen sind, falls sämtliche Schleusen unten liegen, notwendig, damit bei plötzlichem Senken des Pfeilers der Schacht nicht voll Wasser

laufen kann. Außerdem bieten sie auch mehr Sicherheit gegen Risse als nur gemauerte Schachte.

Die Vorzüge der tiefen Lage der Schleuse bestehen darin, daß: 1. das Verlängern der Schachtrohre, welches den Betrieb unterbricht, fortfällt, 2. mit den Schachtrohren auch die durch ihre Verbindungsstellen möglichen Luftverluste fortfallen, und endlich: 3. das bei großen Tiefen beschwerliche Aufsteigen in der verdichteten Luft auf senkrechten Leitern durch das weit bequemere Aufsteigen in der freien Luft ersetzt wird. Die Lage der Schleuse unter der Senkkasten-Decke ist aber insofern gefährlich, als jene hier leicht durch ein starkes Setzen des Pfeilers zerstört werden kann, wenn der Boden derselben sich aufsetzt.

Auch bei der Bismarck-Brücke (s. die Senkkasten dazu Fig. 746, 747), befand sich die Luftschleuse, Fig. 803—805, unten über der Holzdecke.

Fig. 803 - 805.

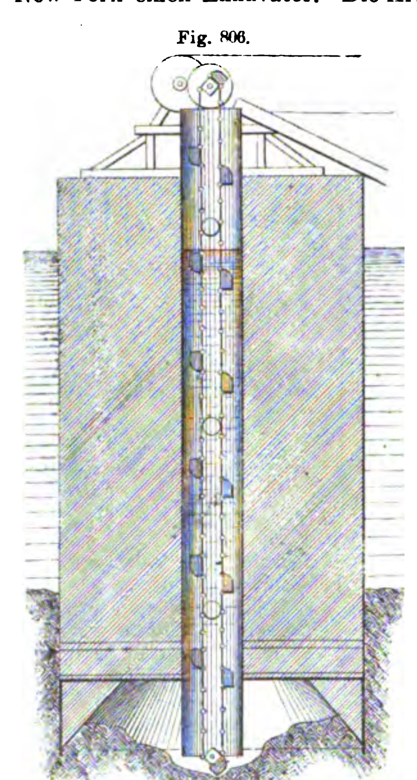


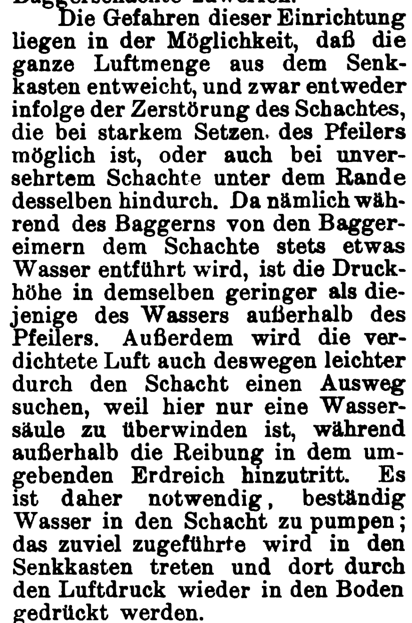
Durch eine zweckmäßige Anordnung der Lage der Schachte zu den beiden Schleusenkammern hat man es ermöglicht, daß die Schachte geringen Durchmesser erhielten, und daß trotzdem bequem ein- und auszusteigen war. Es lag nämlich der von der Schleuse nach oben führende Schacht nicht über, sondern neben dem nach unten führenden, wie aus dem Längsschnitt des Senkkastens deutlich zu sehen ist. Der nach oben führende, oben offene Schacht reicht bis zum Boden der Schleuse, und der unten offene zum Senkkasten führende erstreckt sich bis zur Decke der Schleuse. Zwischen beiden Schachten liegt eine Scheidewand ohne Tür, während von jedem Schachte je eine Tür in jede der beiden neben den Schachten (nach den Langseiten des Pfeilers zu) angebrachten Schleusenkammern führt.

Alle bisher besprochenen Schleusen, mit Anbringung unten an der Senkkasten-Decke, dienen nur für den einen Senkkasten, an welchem sie unlösbar befestigt sind. Es ist dies ebenfalls ein Nachteil gegenüber den Schleusen, welche auf Schachtrohren über Wasser stehen.

Außer den bisher beschriebenen Fördereinrichtungen, bei welchen der Boden regelrecht ausgeschleust wird, hat man auch noch solche angewendet, bei denen dies nicht nötig ist. Die ältesten Einrichtungen dieser Art sind die oben offenen Baggerschachte, Fig. 806, wie sie in Kehl, Königsberg und New-York angewendet wurden. Die Anordnung dieser Schachte ist derartig, daß sie durch die Decke des Senkkastens hindurch etwas tiefer hinabreichen als die Schneide des Senkkastens. Die Schachte stehen voll Wasser, und durch dasselbe hindurch wird der Boden mittels irgend einer gewöhnlichen Baggereinrichtung gehoben. In Kehl und Königsberg benutzte man hierzu einen senkrechten Eimerbagger, in New-York einen Exkavator. Die Arbeit der Leute im Senkkasten besteht dann nur darin, daß sie den Boden vom Rande des Senkkastens dem Baggerschachte zuwerfen.

Fig. 806.





Die Gefahren dieser Einrichtung liegen in der Möglichkeit, daß die ganze Luftmenge aus dem Senkkasten entweicht, und zwar entweder infolge der Zerstörung des Schachtes, die bei starkem Setzen des Pfeilers möglich ist, oder auch bei unversehrtem Schachte unter dem Rande desselben hindurch. Da nämlich während des Baggerns von den Baggereimern dem Schachte stets etwas Wasser entführt wird, ist die Druckhöhe in demselben geringer als diejenige des Wassers außerhalb des Pfeilers. Außerdem wird die verdichtete Luft auch deswegen leichter durch den Schacht einen Ausweg suchen, weil hier nur eine Wassersäule zu überwinden ist, während außerhalb die Reibung in dem umgebenden Erdreich hinzutritt. Es ist daher notwendig, beständig Wasser in den Schacht zu pumpen; das zuviel zugeführte wird in den Senkkasten treten und dort durch den Luftdruck wieder in den Boden gedrückt werden.

Trotzdem nun bei den Baggerschachten der East-River-Brücke während des Baggerns stets Wasser zugeführt wurde, ist es dennoch vorgekommen, daß die Luft mit furchtbarem Geräusch ausbrach und Wasser, Sand und Steine zu großer Höhe emporschleuderte. Ganz derselbe Zufall ereignete sich in Kehl und veranlaßte den Unternehmer, das Baggern in offenem Schachte aufzugeben. In New-York geschah der Ausbruch in einer Arbeitspause, und gerade diese muß Ursache desselben gewesen sein. Vermutlich hat man die Zuführung von Wasser in den Schacht mit dem Baggerbetriebe zugleich eingestellt, ohne sich die Folgen genügend klar zu machen. Das im Schachte während des Baggerns befindliche Wasser enthielt nämlich sehr viele erdige Bestandteile, die, solange die Bewegung im Schachte dauerte, schwebend erhalten wurden. Dies Wasser konnte daher ein bedeutend höheres spezifisches Gewicht besitzen als das reine Wasser außerhalb des Schachtes. Die Folge davon ist das Bestreben des Wassers, im

Schachte seinen Spiegel tiefer einzustellen als den äußeren Wasserspiegel. Wenn nun mit dem Baggern gleichzeitig die Wasserzufuhr eingestellt wird, so wird zunächst so viel Wasser aus dem Schachte in den Senkkasten treten und dort im Boden verschwinden, bis das Gleichgewicht zwischen dem inneren und äußeren Wasser wieder hergestellt ist, d. h. es wird sich der Wasserspiegel im Schachte unter den äußeren senken. Das in dieser Weise hergestellte Gleichgewicht wird aber sehr bald gestört werden, weil das Wasser im Schachte, welches jetzt nicht mehr in Bewegung gehalten wird, die schwebenden Bodenteilchen sinken läßt und nun dasselbe spezif. Gewicht erlangt wie das Außenwasser. Der Schacht wird dann, trotzdem er etwas tiefer hinabreicht als die Senkkastenschneide, diejenige Stelle sein, welche dem Luftaustritt den geringsten Widerstand bietet, und es kann die geringste Veranlassung den Ausbruch der Luft herbeiführen. Man darf also mit der Zuführung des Wassers niemals aufhören, auch nicht während der Pausen, und sobald die Pumpe einmal versagt, steht man vor der Gefahr eines Luftausbruches. — Die ausführliche Erklärung dieser sogenannten Unglücksfälle hier zu geben hat Verfasser für notwendig gehalten, um dadurch vor nachmaliger Anwendung des in Rede befindlichen Verfahrens zu warnen.

Der vorigen Anordnung ähnlich, aber sicherer ist die von Hersent beim Taucherschacht zu Brest (Revue industrielle 1879 S. 133) verwandte Fördervorrichtung, bei welcher der Boden nicht förmlich ausgeschleust, sondern durch ein senkrechtes Paternosterwerk nach Art der Ketten- oder Scheibenkunst (Fig. 160, S. 78) gehoben wird. Sowohl das aufsteigende als das absteigende Kettenende wird in einer glatten Röhre geführt, gegen deren Wände die einzelnen Scheiben durch Manschetten an ihrem Umfange luftdicht abgeschlossen werden. Die Ketten laufen oben in der freien Luft und unten im Senkkasten über Turas-Trommeln. Die Förderkübel werden auf die Scheiben zwischen die Doppelketten gestellt.

Die Vorrichtung ist nur dann ungefährlich, wenn der obere Turas ähnlich den Scheiben für Galle'sche Ketten mit Zähnen versehen ist, welche die etwa reißende Kette am Abgleiten hindern, und wenn ferner die Gleichung:

$$Q + L < p \cdot \pi r (r + \mu\, 2\, b\, n) \text{ erfüllt ist.}$$

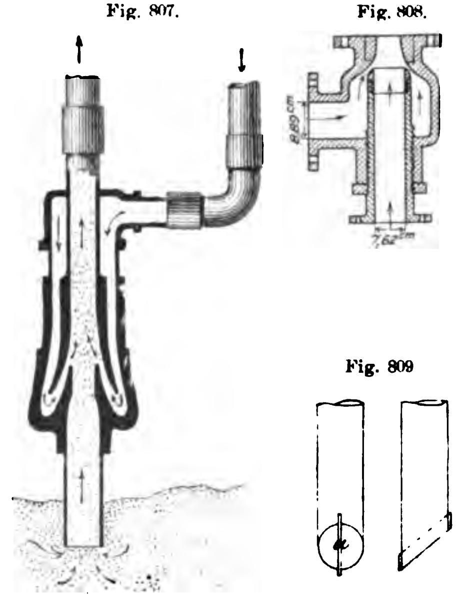
Q = Eigengewicht der halben Kette mit Scheiben und Manschetten in kg.
L = Nutzlast einschließlich der Fördereimer für das voll belastete ziehende Kettentrum in kg.
r = Halbmesser der Förderrohre.
p = Luftüberdruck in kg für 1 qcm, welcher in der Taucherglocke herrscht.
μ = Koeffizient der Reibung zwischen Manschette und Rohr.
n = Anzahl der Kettenscheiben, welche sich in einem Förderrohre befinden.
b = Breite der Manschetten in cm.

Der Fortschritt der Elektrotechnik hat auch bei den Fördereinrichtungen sehr günstig eingewirkt, indem jetzt meistens der elektrische Betrieb für dieselben angewendet wird. Dieser ist hier ganz besonders geeignet wegen der bequemen Kraftzuleitung und des geringen Raumes, den die Winden erfordern.

Eine anderweite Bodenförderung ohne Ausschleusung ist diejenige durch Strahlpumpen, bei denen der mit Wasser gemischte zerkleinerte Boden, in ähnlicher Weise wie bei den Injektoren das Wasser durch den Dampf, durch unter hohem Druck strömendes Wasser mitgerissen wird. Fig. 807 und 808 stellen solche Pumpen dar. Der zu fördernde Boden muß durch einigen Wasserzusatz in flüssigen Zustand gebracht werden. In der Regel stellt man den Apparat unten im Senkkasten in einen Kübel, in welchem die Mischung mit Wasser erfolgt. Das Wasser nimmt man nach Bedarf durch ein kleines Rohr, welches von dem Hauptrohr abzweigt, bevor dieses in die Strahlpumpe mündet. Eine solche Strahlpumpe wurde bei dem Bau der Alexanderbrücke in St. Petersburg angewendet. Zum Betriebe der Druckpumpe war eine 15 pferd. Lokomobile

erforderlich. Die Leistungen entsprachen nicht den Erwartungen, da sie sehr vom Geschick und guten Willen der Arbeiter abhängig sind, welche beide man schwer beurteilen kann. Denn wenn die Arbeiter mit der Sandzuführung zu träge sind, sieht man doch fortwährend den mit Sand gemischten Wasserstrahl ausfließen, ohne daß man unmittelbar zu schätzen vermag, ob Sand in genügender Menge zugemischt wurde. Außerdem zerfrißt der Sand ziemlich schnell die Wände der Strahlpumpe. In Ton und Lehm erfordert die Zerkleinerung des Bodens so viele Arbeit, daß man denselben zweckmäßiger in anderer Weise hebt. Bei gleichmäßigem Sande und guter Bedienung ist der Apparat immerhin sehr leistungsfähig. — Sowohl das Druckrohr der Wasserzuführung als auch das Steigerohr müssen unten an der Senkkastendecke durch Hähne oder Ventile abzuschließen sein, und ebenso auch oben am Austritt aus dem Schachtrohre oder dem Mauerwerk, falls dieselben durch das Mauerwerk nach oben geführt werden.

Bei dem Bau der Aschafalaya-Brücke in Louisiana hat man neuerdings Druckwasser-Ejektoren zur Bodenförderung verwendet, deren Ausbildung Fig. 808 zeigt. Die Ergebnisse sollen bessere gewesen sein.


Fig. 807. Fig. 808. Fig. 809

Einfacher und zuverlässiger ist das zuerst von General Smith in Amerika angewendete Verfahren, den Sand oder Schlamm unmittelbar durch den Luftdruck auszublasen, welches bei dem New-Yorker Senkkasten der East-River-Brücke in großem Maßstabe, in geringerem auch bei dem Bau der Lauenburger Elbebrücke angewendet wurde und jetzt überall bekannt und beliebt ist. Die hierfür nötige Einrichtung besteht in einem einfachen Gasrohr, welches von oben durch die Decke des Senkkastens bis etwa 0,5 ^{m} über den Boden führt, und das sowohl an der Senkkastendecke als auch oben abschließbar sein muß. Das untere Ende des Rohres schneidet man am besten schräg ab und setzt in der längeren Richtung der Öffnung eine Stahlplatte *a* oder auch ein Kreuz ein, um zu verhindern, daß größere Steine, welche das Rohr verstopfen könnten, mitgerissen werden. Fig. 809 zeigt die Rohrmündung, wie sie bei den Lauenburger Senkkasten eingerichtet war.

Für die Leistungsfähigkeit ist die Höhe des herrschenden Luftdruckes insofern von wesentlichem Einfluß, als mit demselben die Ausströmungs-Geschwindigkeit und die gleichzeitig ausgeschleuderte Masse wächst. Die Wirkung der Luft ist nämlich bei dieser Einrichtung ähnlich wie bei einer Windbüchse zu denken, und es wird gleichsam ein Pfropfen aus Sand von der verdichteten Luft durch das Rohr getrieben. Es kann daher auch bei verhältnismäßig geringem Druck noch Sand ausgeschleudert werden; nur wird dann eine größere Menge Luft dem Senkkasten zu entziehen sein, um einen leichteren Pfropfen Sand auszuwerfen, während bei großem Druck und geschickter Zuführung der Sand scheinbar in zusammenhängendem Strom ausfließt. Die Sandzuführung geschieht in der Weise,

daß man unten um das Rohr einen Hügel aufwirft oder auch, indem man einen Trichter um die Rohröffnung anbringt, in welchen man den Sand schüttet. Ein Arbeiter hat dabei beständig den Griff des Absperrhahnes unter der Decke in der Hand, um denselben fortwährend abwechselnd zu öffnen und zu schließen, ihn aber sofort ganz abzustellen, wenn nicht Sand genug vor der Öffnung liegt. In Lauenburg wurden mit einem Rohre von 38 mm Weite bei 1,2 Atm. Luftdruck im Durchschn. in einer Arbeitsstunde 1,556 cbm Sand oder für 1 qcm Rohröffnung in einer Stunde 0,141 cbm ausgeschleudert. Die ganze Länge des Rohres betrug dabei 14,45 m, davon 11,45 m senkrecht, 1,8 m oben wagrecht und 1,2 m Krümmung. Gärtner[1]) gibt an, daß das Sandgebläse zu seinem Betriebe eine stündliche Mehrlieferung an Luft (atmosphärische Spannung) von rund 75 cbm beanspruchte. Über die Leistung des Sandgebläses in dem New-Yorker Senkkasten macht Malézieux folgende Angaben: Bei einer Tiefe von 18 m und einem Rohrdurchmesser von 90 mm strömte $^1/_2$ Stunde ununterbrochen in der Minute 0,37 cbm Sand aus. 14 Arbeiter waren dabei um das Rohr beschäftigt, um demselben Sand zuzuführen. Von der Geschicklichkeit des Arbeiters, welcher den Hahn an der Decke bedient, sind Leistungsfähigkeit und Luftverbrauch in hohem Maße abhängig. Die bedeutenden Luftverluste, welche bei ungeschickter Handhabung eintreten, werden in ihren Wirkungen um so unangenehmer, je kleiner die Senkkasten sind, d. h. je geringer der ganze Vorrat an verdichteter Luft ist. Mit der Größe der Senkkasten wird man daher auch den Rohrquerschnitt wachsen lassen können. Bei dem New-Yorker waren gleichzeitig 3 Rohre von 90 mm Durchmesser in Tätigkeit, ohne daß der Luftdruck so weit gesunken wäre, daß ein Setzen des Pfeilers erfolgte. Die Möglichkeit dieses Setzens verbietet es auch, das Verfahren anzuwenden, solange die Senkkasten noch an den Gerüsten hängen, weil diese sonst zerstört werden können. Da die Rohre sehr schnell durchgescheuert werden, so muß man eine größere Anzahl zum Ersatz einmauern.

Da das Ausblasen bei geschickter Handhabung weniger Dampfkraft als das Fördern mit der Strahlpumpe erfordert und außerdem eine vorzügliche Lüftung herstellt, ist es dem anderen Verfahren vorzuziehen; für Boden, der erst zerkleinert werden muß, ist es indessen ebensowenig zu empfehlen wie jenes.

Eine Vorrichtung, mit der man auch noch bei sehr geringem Luftdrucke im Senkkasten den Boden mit Wasser gemischt durch den Luftdruck unmittelbar hinauswerfen kann, ist von Röthlisberger und Simons bei der Wiederherstellung der Pfeiler und Widerlager der Brücke über die Thièbe in der Schweiz angewendet.

Das Verfahren wird aber kaum noch Nachahmung finden, da nur feine Erdarten dazu sich eignen, die sich leicht mit Wasser mischen lassen, und da die Zuführung von Wasser in den Senkkasten erforderlich ist. Jetzt, wo bei jeder Preßluftgründung elektrische Beleuchtung zur Anwendung kommt, wird man auch die Luftschleusen mit elektrischen Winden versehen und, wo man nicht den Boden unmittelbar ausblasen kann, in Kübeln fördern.

Ähnlich, wie hier den Sand, pflegt man auch das Wasser aus dem Senkkasten auszuwerfen, wenn der Boden so dicht ist, daß der Luftdruck es nicht in denselben hineintreibt. Man hat zu diesem Zwecke auch nicht nötig, den Luftdruck höher zu steigern, als es der hydrostatische Druck außen verlangt, und kann doch das Wasser weit über den Außenspiegel heben. In der Regel fördert man das Wasser durch ein Gasrohr, welches in dem Schachtrohre nach oben geführt wird und unter der Schleuse aus demselben in das Freie tritt. Der Austritt ist wieder durch einen Hahn verschließbar zu machen, der von innen, oder noch besser, von innen und außen zu handhaben ist. Am unteren Ende des Rohres befindet sich ein

[1]) Zeitschr. d. Österr. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1879, S. 41.

Spiral-Gummischlauch, der in den Sumpf im Senkkasten gelegt wird. Das Auswerfen des Wassers kann man nun in zweierlei Weise bewerkstelligen: Entweder hebt man, nach Öffnung des Hahnes am oberen Rohrende, die Schlauchöffnung unten ein wenig über Wasser, so daß mit dem Wasser gleichzeitig etwas Luft durch den Schlauch austreten kann — wobei man indessen vorsichtig sein muß, damit nicht unnötig viel Luft entweicht —, oder aber man bringt oben an dem Rohre etwas unterhalb des äußeren Wasserspiegels einen kleinen Hahn an, durch den man verdichtete Luft eintreten lassen kann. In diesem Falle läßt man die Schlauchöffnung ganz unter Wasser. Öffnet man nun den oberen Hahn, welcher das Rohr verschließt, so drückt der im Senkkasten herrschende Luftdruck das Wasser zunächst bis zur Höhe des äußeren Wasserspiegels in dem Rohre in die Höhe, also höher als der an demselben angebrachte kleine Lufthahn liegt. Läßt man jetzt durch diesen etwas verdichtete Luft eintreten, so wirft diese das Wasser vollends hinaus. Häufig besorgen schon Undichtigkeiten im Rohre den Dienst dieses kleinen Hahnes, so daß das Wasser von selbst ausfließt, sobald man nur den großen Hahn öffnet. —

Für die Wahl der Schleusen ist bereits durch Mitteilung der Vorzüge und Nachteile der beschriebenen Ausführungen einiger Anhalt gegeben. Weiteres zur Sache ist in folgenden Bemerkungen enthalten:

Allgemein hüte man sich vor zu gekünstelten leicht zerstörbaren Einrichtungen und wähle, wenn auf dem Senkkasten nur eine Einsteigeschleuse angebracht werden soll, stets eine oben (auf Schachtrohren) befindliche. Ob dann eine solche mit nur einem großen Raume, wie die Dömitzer, oder eine mit zwei kleinen nicht besteigbaren Materialienräumen, oder endlich eine solche mit zwei besteigbaren Materialienräumen, wie die in Fig. 763—766 S. 386 dargestellte, den Vorzug verdient, hängt von sehr verschiedenen Umständen ab. Es ist nur hervorzuheben, daß Schleusen nach der ersten und letzten Art für jede Erdart (Ton oder Sand), sowie für jede Art der Ausfüllung des Senkkastens (Mauerwerk oder Beton) gleich zweckmäßig sind, während Schleusen nach Art der noch sonst erwähnten sich für Tonboden und Ausfüllung mit Ziegelmauerwerk weniger eignen. Bei Sandboden nehme man stets auch auf das Ausblasen Bedacht, das in jeder Beziehung zu empfehlen ist.

Da das Aufsteigen an senkrechten Leitern in der verdichteten Luft sehr angreifend ist und die dadurch stark erhitzten Arbeiter sich während des Ausschleusens leicht erkälten, so sei bei sehr bedeutenden Tiefen empfohlen, unten an der Senkkasten-Decke Einsteigeschleusen anzuordnen, aus denen man in gewöhnlicher Luft auf Wendeltreppen oder sonstwie nach oben gelangt. Der oben offene Schacht muß dann aber unbedingt eine Umhüllung von Eisen oder Holz erhalten.

Bei den Taucherglocken-Gründungen handelt es sich fast ausschließlich um sehr große Arbeiten. Hier wird man stets gesonderte Einsteige- und Arbeitsschleusen anwenden (Fig. 786—792 S. 396—398).

Zum Betriebe der Fördereinrichtungen können kaum noch andere Maschinen als Elektromotore empfohlen werden.

Zum Dichten der Klappen und Schleusentüren, die häufig gebraucht werden, benutzt man am zweckmäßigsten Packungen von Gummi mit mehreren Zeugeinlagen; Dicke der Packung 8—10 ^{mm}. Für solche Klappen, die nur sehr selten in Tätigkeit treten, wie z. B. die zum Verschlusse der Schachtrohre an der Senkkasten-Decke dienenden, genügen auch solche aus geteertem Filz.

b. Statische Berechnung der Luftschleusen.

Konstruktion und Berechnung der Luftschleusen verdienen ganz besondere Aufmerksamkeit, weil infolge der häufigen Spannungswechsel in den Wänden derselben das Eisen verhältnismäßig schnell kristallinisches Gefüge annimmt, wie eine auf der Zeche Rheinpreußen bei Homberg ge-

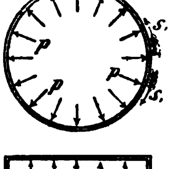
platzte Schleuse erkennen ließ. Man sollte daher bei der Auswahl des Materiales noch vorsichtiger als bei Dampfkesseln verfahren und nur bestes Schweiß- oder Flußeisen, wie es für Dampfkessel vorgeschrieben ist, in Blechen und Fassoneisen verwenden, und die Beschaffenheit desselben nach den gleichen Grundsätzen, wie sie für jene Konstruktionen aufgestellt sind, (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890 S. 955) prüfen.

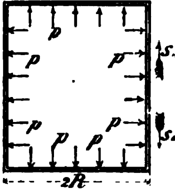
An den Luftschleusen sind ebenso wie bei Kesseln ebene Flächen möglichst zu vermeiden; wo dies nicht möglich ist, muß der Versteifung große Sorgfalt gewidmet werden.

Die oben auf Schachtrohren aufgebrachten Luftschleusen erhalten in ihren Hauptteilen nur Druck von innen. Sind dieselben von zylindrischer Gestalt, so hat man sie wie Röhren mit innerem Druck zu berechnen. Da der Durchmesser $2R$ der Schleusen im Verhältnisse zur Wandstärke δ derselben sehr groß ist, so wird der Spannungs-Unterschied in der Innen- und Außenfläche nur unbedeutend sein, so daß man der Berechnung die mittlere in der Wand herrschende Spannung s zu Grunde legen kann.

Wenn der Druck der Luft auf die Flächeneinheit der Wände eines zylindrisch an beiden Enden geschlossenen Gefäßes, Fig. 810 und 811, p (kg) beträgt, so entstehen in dem Zylindermantel zwei Spannungen: eine Ringspannung, welche für jeden Ring von der Höhe 1 des Mantels $= pR$ wird, und eine senkrechte zu dieser, also parallel der Gefäßachse, welche $= \frac{pR}{2}$ ist.

Fig. 810, 811.





Ist die Stärke der Gefäßwand $= \delta$, so ist für die Flächeneinheit: die Ringspannung: $s_{,} = \frac{pR}{\delta}$ und die Achsialspannung: $s_{,,} = \frac{s_{,}}{2} = \frac{pR}{2\delta}$.

Von diesen beiden Spannungen wird nach der gegenwärtig gebräuchlichen Berechnungsweise nur die größere für die Bestimmung der Wandstärke berücksichtigt. Als eine Formel, welche nach diesem Grundsatze festgestellt ist, aber gleichzeitig auf die Schwächung der Mantelbleche durch die Niete gebührend Rücksicht nimmt, sei diejenige mitgeteilt, welche von der am 6. und 7. Juli 1884 zu Brüssel stattgehabten Delegierten- und Ingenieur-Versammlung des Verbandes der Dampfkessel-Überwachungs-Vereine für die Berechnung der Blechstärken neuer Dampfkessel aufgestellt wurde; hinzugefügt seien auch die Grundbedingungen, welche als maßgebend für derartige Konstruktionen hingestellt wurden.[1])

Die Grundbedingungen lauten wie folgt:

1. Der Berechnung der Blechstärken ist mindestens eine fünffache Sicherheit zu Grunde zu legen, wobei die Stärke der Nietnähte mit in Rechnung zu ziehen ist.

Die Stärke der Nietnaht ist zu berechnen nach folgender Formel:

$$\text{I. } Z = \frac{e-d}{e}100; \quad \text{II. } Z_{,} = \frac{f\,n\,x}{e\,\delta}\,100,$$ worin bedeuten:

(für mm und bezw. kg) δ Blechstärke, d Durchmesser des Nietlochs, e Entfernung von M. z. M. der Niete, n Zahl der Nietreihen einer Naht, Z Zahl der Prozente der Festigkeit des Bleches in der Nietnaht im Vergleich zu der des vollen Bleches, $Z_{,}$ Zahl der Prozente der Festigkeit der Niete im Vergleich zu der des vollen Bleches, $x = 1{,}0$ bei Überlappung und einfacher Laschennietung, $x = 1{,}75$ bei Doppellaschen-Nietung, $f =$ Querschnitt eines Nietes nach der Vernietung.

[1]) Prakt. Maschinen-Konstrukteur 1884, S. 311.

2. Aus praktischen Gründen, namentlich mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Verstemmens, sollen die Schweißeisen - Bleche der Schleusenmäntel und Schachtrohre eine geringste Stärke von 7 ^{mm} nicht unterschreiten.

3. Die von dem Verbande der Dampfkessel-Überwachungs-Vereine aufgestellten Normalbestimmungen für die Prüfung der Materialien für den Dampfkesselbau (Würzburger Normen) sollen maßgebend sein für die mindestens zu verlangende Widerstandsfähigkeit der Kesselbleche.

4. Die Nietnähte sollen stets so ausgeführt werden, daß die Widerstandsfähigkeit der Niete gegen Abscheren mindestens gleich der in Rechnung zu ziehenden Festigkeit des Bleches in der Nietnaht ist.

5. Aus Gründen der Dauerhaftigkeit ist in die Formel zur Berechnung der Mantelbleche eine Konstante c einzusetzen, deren Größe den örtlichen Betriebseinflüssen anzupassen ist und die für Luftschleusen und Schachtrohre $= 3$ ^{mm} genommen werden kann.

Diesen Grundsätzen entsprechend, sind folgende Formeln aufgestellt:

für Schleusenmantel-Bleche und Schachtrohre:

$$\text{III.} \quad \delta = \frac{2500\, D\, p}{K\, Z} + 3,$$

für Bleche von Zylindern mit äußerem Druck:

$$\text{IV.} \quad \delta = 1{,}8\, D\, p + 3.$$

Hierin bedeuten: δ Blechstärke (^{mm}), D Durchmesser der Schleusen (Schachtrohre) (^{m}), p Überdruck in Atmosphären, K Zerreißungsfestigkeit des Materiales ($^{kg}/_{qmm}$), Z Anzahl der Prozente der Blechfestigkeit in der Längsnaht (parallel zur Achse).

Ferner sind, da in Punkt 4. verlangt ist, daß die Festigkeit der Niete gegen Abscherung mindestens gleich der Festigkeit des Bleches in der Nietnaht sein soll, folgende Formeln für die Berechnung der Nietstärke und Niet-Teilung vorgeschlagen: $\text{V.} \; d = \frac{45\, \delta}{15 + \delta}$ und:

$$\text{VIa. für einfache Nietung: } e = \frac{300\, d}{106 + d}, \text{ sowie:}$$

$$\text{VIb. für doppelte Nietung: } e_{,} = \frac{500\, d}{132 + d},$$

worin bedeuten: d Durchmesser des Nietloches, δ Blechstärke, e und $e_{,}$ Entfernung von M. z. M.-Nieten (alles in ^{mm}).

Wir lassen noch die Teile der in der Quelle mitgeteilten Tabelle folgen, welche bei Luftdruck-Gründungen Anwendung finden können, d. h. bis 4 Atm. Überdruck.

Tabelle für mehrfache und einfache Überlappungs-Nietung nach Formel V. und VI.

Blechdicke in mm	Nietloch-Durchm. in mm	Einfache Nietung			Doppelte Nietung		
		Abstand der Niete in mm	Prozentsatz d. Festigk. der Niete	Prozentsatz d. Festigk. der Naht	Abstand der Niete in mm	Prozentsatz d. Festigk. der Niete	Prozentsatz d. Festigk. der Naht
$\delta =$	$d =$	$c =$	$z_{,} =$	$z =$	$e_{,} =$	$z_{,} =$	$z =$
7	14	35	63	60	48	92	72
8	15	37	60	59	51	87	71
9	17	41	62	59	57	88	70
10	18	44	58	59	60	84	70
11	19	46	56	59	63	82	70
12	20	48	55	58	66	79	70
13	21	50	53	58	69	77	70
14	22	52	52	58	71	76	70
15	23	53	52	57	74	75	70
16	23	53	49	57	74	70	70
17	24	55	48	56	77	69	70
1	25	57	48	56	80	69	70

Will man also die Bedingung, daß die Festigkeit der Niete auf Abscheren gleich derjenigen des Bleches in der Naht sein soll, erfüllen, so muß man einfache Nietung nur bei Blechen bis zu 10 mm Stärke und darüber hinaus bis 18 mm Stärke doppelte Nietung anwenden. Bei noch größerer Blechstärke, die indessen bei Schleusen nicht vorkommen wird, müßte man dreifache Nietung anwenden.

Die nachstehenden Tabellen geben die Wandstärke für bestimmte Durchmesser der Schleusen oder Schachtrohre an.

a. Schmiedeiserne Rohre mit äußerem Druck: $\delta = 1{,}8\,Dp + 3$.

Blechstärke mm Nr.	Luft-Überdruck- in Atmosphären					
	$1^1/_2$	2	$2^1/_2$	3	$3^1/_2$	4
	Größter zulässiger Durchmesser mm:					
7	1481	1111	888	740	634	555
8	1852	1388	1111	925	793	694
9	2222	1667	1333	1111	952	833
10	2593	2444	1555	1296	1111	972
11	2963	2722	1778	1481	1269	1111
12	3333	3000	2000	1667	1428	1250
13	3704	3278	2222	1852	1587	1388
14	4074	3555	2444	2037	1746	1527
15	4444	3333	2667	2222	1905	1667
16	—	4111	2889	2408	2062	1806
17	—	—	3111	2593	2222	1944
18	—	—	3333	2778	2381	2083
19	—	—	3556	2963	2540	2222
20	—	—	3778	3150	2698	2361

Zur Vermehrung der Sicherheit gegen Flachdrücken wird man bei größeren Durchmessern der Rohre mit äußerem Druck noch Versteifungs-Ringe anordnen.

b. Schleusen und Schachtrohre mit innerem Druck:

$$\delta = \frac{2500\,D\,p}{K\,z} + c.$$

Für diese Tabelle ist $K = 30$ kg, $z = 59$ bezw. $70\,\%$ und $c = 3$ mm angenommen.

Blechstärke mm Nr.	Einfache Längsnaht $z = 59$					
	Luftüberdruck in Atmosphären					
	$1^1/_2$	2	$2^1/_2$	3	$3^1/_2$	4
	Größter zulässiger Durchmesser mm					
7	1888	1416	1133	944	809	708
8	2360	1770	1416	1180	1011	885
9	2832	2124	1699	1416	1214	1062
10	3304	2478	1982	1642	1416	1239
	Von hier ab doppelte Längsnaht $z = 70\,\%$					
11	4480	3360	2688	2240	1920	1680
12	5040	3780	3024	2520	2160	1890
13	—	4200	3360	2800	2400	2100
14	—	4620	3696	3080	2640	2310
15	—	5040	4032	3360	2880	2520
16	—	—	4368	3640	3120	2730
17	—	—	4704	3920	3360	2940
18	—	—	5040	4200	3600	3150

Wenn man, wie dies für die Berechnung des ersten Teiles der letzten Tabelle geschehen, die Zerreißungs-Festigkeit $K = 30$ kg/qmm und $z = 59$

nimmt, und wenn man ferner die Formel auf cm bringt, so erhält man $\delta = \frac{Dp}{708} + 0{,}3$ oder statt des Durchmessers D den Halbmesser R eingeführt: $\delta = \frac{2\,R\,p}{708} + 0{,}3$.

708 kg ist aber die gebräuchliche zulässige Beanspruchung k des Schmiedeeisens für 1 qcm; so daß die Formel III genügend genau in der bekannten Form der Mariotte'schen Formel für Röhren mit innerem Druck allgemein geschrieben werden kann:

$$\text{VII.}\quad \delta = \frac{2\,R\,p}{k} + 0{,}3\ (\text{cm}).$$

R = Halbmesser des Mantels, δ = Wandstärke, p = Luftdruck kg/qcm, k = zulässige Beanspruchung, für Schmiedeeisen = 700, für Gußeisen 350 kg/qcm, für Flußeisen 1000 kg/qcm.

Diese vereinfachte Form trägt allen Verhältnissen genügend Rechnung, und sie schließt sich unmittelbar an den S. 409 mitgeteilten Ausdruck für die Ringspannung: $s_1 = \frac{R\,p}{\delta}$ an.

Untersuchungen von **Wehage**[1]) lassen es wahrscheinlich erscheinen, daß ein nach 2 zueinander senkrechten Richtungen auf Zug beanspruchter Körper ($s_,$ u. $s_{,,}$) nicht erst dann zerreißt, wenn der Zug ($s_,$) in der Richtung, in welcher er am stärksten beansprucht ist, die Zerreißungsfestigkeit K des Stoffes übersteigt, sondern daß auch der Zug in der anderen Richtung einen Einfluß ausübt und zwar dergestalt, daß bei Blechen aus einem nach allen Richtungen gleich widerstandsfähigen Stoffe (Flußeisen, Gußeisen) der Bruch erfolgt, wenn $s_,^2 + s_{,,}^2 = K^2$ wird. Hat der Stoff in der einen Richtung die Zerreißungsfestigkeit K_α in der anderen dazu senkrechten die Festigkeit K_β, so erfolgt der Bruch, wenn $\left(\frac{s_,}{K_\alpha}\right)^2 + \left(\frac{s_{,,}}{K_\beta}\right)^2 = 1$ wird.

Will man diesem Verhältnis bei der obigen Näherungsformel VII für Röhren mit innerem Drucke Rechnung tragen, so setze man für Flußeisen und Gußeisen:

$$\text{VIIa.}\quad \delta = \frac{\sqrt{5}\cdot p\cdot R}{k} + 0{,}3$$

und darin k für Flußeisen = 1000 kg/qcm, für Gußeisen = 350 kg/qcm.

Für Schweißeisen erhält man:

$$\text{VIIb.}\quad \delta = 10\cdot p\cdot R\sqrt{\frac{1}{K_\alpha^2} + \frac{1}{4\,K_\beta^2}},$$

worin K_α und K_β die verschiedenen Zerreißungsfestigkeiten des Schweißeisens, und zwar K_α in der Richtung des Umfanges des Zylindermantels, K_β aber in der Richtung parallel zur Zylinderachse bedeutet.

Selbstverständlich sind die Bleche so zu legen, daß die Walzfaserrichtung in die Richtung des Umfanges fallen, so daß K_α die (größere) Zerreißungsfestigkeit in dieser Richtung wird.

Für kegelförmige Schleusendecken, Fig. 812, 813, berechnet sich die Blechstärke wie folgt:

Auch hier sind die Spannungen an der inneren und äußeren Wandfläche als gleich gedacht. Der senkrecht gegen die Mantelfläche gerichtete Luftdruck läßt sich in 2 Seitenkräfte zerlegen, von denen die eine, p, senk-

[1]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890 S. 312.

recht zur Kegelachse, die andere, $p_{,,}$ in die Richtung der Kegelseite fällt. Es ist:

$$p_{,} = \frac{p}{\sin\alpha} \text{ und } p_{,,} = p \operatorname{cotang} \alpha.$$

Wird nun ein Ringstück, Fig. 813, betrachtet, dessen mittlerer Halbmesser $= \varrho$ und dessen Querschnitt $\delta\, ds$ ist, so werden die Kräfte $p_{,}$ in demselben eine Ringspannung erzeugen, die genau genug für den Querschnitt des Elementarringes zu $S_1 = p_{,}\, \varrho\, ds$ anzunehmen ist, oder: $S_1 = \frac{p\, \varrho\, ds}{\sin\alpha}$.

Da der Querschnitt des Ringes $\delta\, ds$ ist, so beträgt die durch die Kräfte p_1 erzeugte Ringspannung für die Flächeneinheit:

$$s_1 = \frac{S_1}{\delta\, ds} = \frac{p\, \varrho}{\delta \sin\alpha}.$$

Die Summen der Seitenkräfte $p_{,,}$ für jeden derartigen Ring haben, Fig. 814, die Größe:

$$d\,P_{,,} = p_{,,}\, 2\,\pi\,\varrho\, ds \text{ oder (da: } p_{,,} = p \operatorname{cotang}\alpha) \; d\,P_{,,} = p \operatorname{cotang}\alpha\, ds\, 2\,\pi\,\varrho.$$

Es ist nun: $ds = \frac{d\,\varrho}{\cos\alpha}$, und daher auch: $d\,P_{,,} = \frac{p\, 2\,\pi\,\varrho\, d\,\varrho}{\sin\alpha}$.

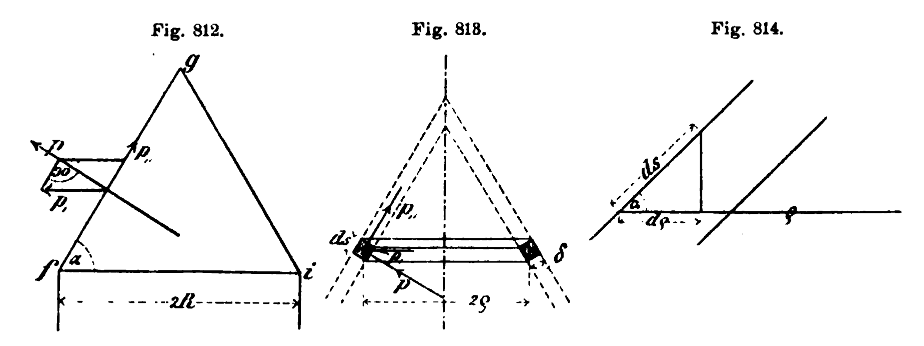


Fig. 812. Fig. 813. Fig. 814.

Die Summe der an einem Kegelmantel vom Basishalbmesser ϱ, von der Spitze bis zur Basis wirkenden Einzelkräfte $p_{,,}$ ist also:

$$P_{,,} = \frac{p\, 2\,\pi}{\sin\alpha} \int_0^{\varrho} \varrho\, d\,\varrho = \frac{p\,\pi\,\varrho^2}{\sin\alpha}.$$

Diese Kraft sucht den über dem betrachteten Schnitt liegenden Teil des Kegels abzureißen. Sie erzeugt in dem Querschnitt die Gesamt-Spannung $S_{,,}$ oder, da der Querschnitt $= 2\,\pi\,\varrho\,\delta$, ist die Einheits-Spannung:

$$\frac{p\,\pi\,\varrho^2}{2\,\pi\,\varrho\,\delta \sin\alpha} = \frac{p\,\varrho}{2\,\delta \sin\alpha} = s_{,,}.$$

Die Spannungen in der kegelförmigen Wand sind also dieselben wie in der zylinderförmigen, mit dem einzigen Unterschiede, daß hier der Nenner den Faktor $\sin\alpha$ erhält.

Für $\alpha = 90^0$ wird der Kegel zu einem Zylinder und $\sin\alpha = 1$; es ergeben sich dafür wiederum die für die Zylinderform unmittelbar ermittelten Ausdrücke.

Die Wandstärke kegelförmiger Teile von Luftschleusen ist nach obigem zu setzen:

$$\text{VIII.} \quad \delta = \frac{2\,p\,R}{k \sin\alpha} + 0{,}3 \text{ cm},$$

wenn R den größten Halbmesser bezeichnet. Sind die kegelförmigen Teile sehr hoch, so kann man auch 2 verschiedene Stärken anwenden, indem man den der Spitze näher liegenden Teil aus schwächeren Blechen, entsprechend der Abnahme des Halbmessers, herstellt.

Wie bei Zylinderwänden müssen auch hier die Walzfasern der Bleche in der Richtung der größten Beanspruchung, d. h. um den Mantel herumlaufend, gelegt werden. Hierauf ist deswegen besonders aufmerksam zu machen, weil es für die Ausführenden häufig bequemer sein wird, die Walzfaser in die Richtung der Kegelseite zu legen.

Nach der Formel VIII. sind die kegelförmigen Teile der in Fig. 815, 816 und 817 dargestellten Schleusenformen zu berechnen, wiewohl der Kegel der Fig. 815 von einem Teile der vorhin mit $s_{,,}$ bezeichneten Spannung infolge der Vernietung mit dem inneren Zylinder entlastet ist. Will man diesem Umstande Rechnung tragen, so mache man:

$$\text{IX.} \quad \delta = \frac{2}{3} \frac{p}{k \sin \alpha} \frac{R^2 - r_1^2}{R} + 0{,}3 \text{ cm},$$

worin r_1 der mittlere Kegelhalbmesser ist.

Für die Konstruktion Fig. 817 empfiehlt es sich, bei q einen Verstärkungs-Ring aus Flach- oder L-Eisen von dem Bruttoquerschnitt $\text{X.} \; q = \frac{2 p r^2}{3 k \operatorname{tang} \alpha}$ anzuordnen. Auch bei m sind Verstärkungs-Ringe nützlich, weil hier die Bleche durch das Lochen und Biegen leicht beschädigt werden.

Zur Berechnung von zylindrischen Schleusenteilen, welche Druck von außen erleiden (Schleusen unten im Senkkasten, Betonschleusen, Sand-

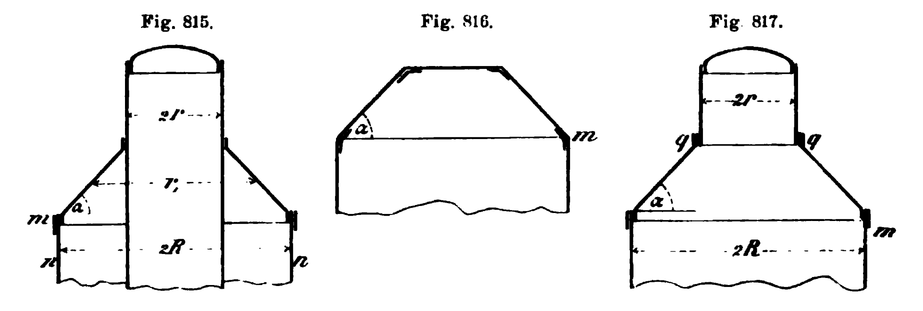


Fig. 815. Fig. 816. Fig. 817.

zylinder und dergl.), ist oben bereits die Formel IV. mitgeteilt, die aber bei größerem Durchmesser der Teile Wandstärken liefert, welche ohne Verstärkungs-Ringe nicht sicher genug gegen Flachdrücken erscheinen. Sollen Verstärkungs-Ringe ganz vermieden werden, so berechne man für schmiedeiserne Rohre die Wandstärke aus:

$$\text{XI.} \quad \delta = 0{,}0147 \, R \sqrt[3]{p} + 0{,}3 \text{ cm}.$$

Gußeiserne von außen gedrückte Rohre erhalten die Stärke:

$$\text{XII.} \quad \delta = 0{,}01852 \, R \sqrt[3]{p} + 0{,}5 \text{ cm}.$$

Übrigens verwende man Gußeisen nur bei Rohren bis zu 30 cm Durchmesser, die keine Erschütterungen durch den Betrieb erfahren.

Bei großen Werten von R wird man mit Formel XI. so schwere Konstruktionen erzielen, daß es vorteilhafter ist, Verstärkungs-Ringe anzuwenden. Die Blechstärke des Zylindermantels berechnet man dann zunächst nach Formel IV. oder nach der Formel:

$$\text{XIII.} \quad \delta = R\left(-1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2p}}\right) + 0,5,$$

welche auf Formveränderungen keine Rücksicht nimmt und noch schwächere Wände als Formel IV. liefert.

Bei der Berechnung der Verstärkungs-Ringe verfährt man ähnlich, wie S. 322 und 323 angegeben wurde. Ist a der Abstand zweier Verstärkungs-Ringe, so mache man, falls die Mantelstärke δ aus der Formel IV. bestimmt wurde, die Höhe des radial gerichteten Schenkels des Verstärkungs-Ringes:

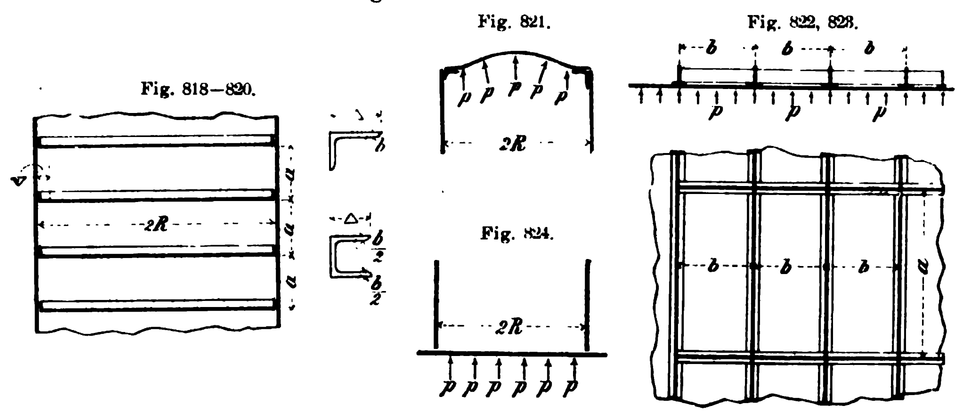
$$\text{XIVa.} \quad \Delta = 0,0147\, R \sqrt[3]{0,5 \text{ bis } 0,7 \frac{p\,a}{b}},$$

wenn b die Dicke dieses Schenkels bedeutet, Fig. 818, 819 u. 820. Ist dagegen die Blechstärke δ nach Formel XIII. berechnet, so nehme man:

$$\text{XIVb.} \quad \Delta = 0,0147\, R \sqrt[3]{0,75 \text{ bis } 1,0 \frac{p\,a}{b}}.$$

Der Schenkel der Verstärkungs-Ringe, welcher mit der Blechwand vernietet wird, wird zugegeben.

Wird der Schenkel Δ durch Schrauben- oder Nietlöcher geschwächt, so nehme man stets den größeren der Werte unter dem Wurzelzeichen.



Zur Berechnung der Wandstärken ebener Flächen dienen folgende Formeln:

Für runde Flächen, welche längs des Umfanges eingeklemmt sind, Fig. 821:

$$\text{XV.} \quad \delta = 0,8165\, R \sqrt{\frac{p}{k}}.$$

Liegen dieselben nur lose auf (Deckel), Fig. 824, so wird:

$$\text{XVI.} \quad \delta = 0,913\, R \sqrt{\frac{p}{k}};$$

k ist für Schmiedeisen = 700 kg, für Gußeisen = 350 kg anzunehmen.

Für rechteckige Platten von den Seitenlängen a und b $(a > b)$, welche an allen Seiten fest eingeklemmt sind, Fig. 822 und 823, muß werden:

$$\text{XVII.} \quad \delta = 0,707\, a^2 b \sqrt{\frac{p}{k\,(a^4 + b^4)}}.$$

Für $a = b$ geht die Formel über in: $\text{XVIIa.} \quad \delta = 0,5\, b \sqrt{\frac{p}{k}}.$

Ist $a > 2b$, so kann man einfach setzen: XVII*b*. $\delta = 0{,}707\, b \sqrt{\frac{p}{k}}$.

Die Bleche zwischen den Trägern sind bedeutend schwächer zu halten, wenn man sie in der durch Fig. 825 dargestellten Weise biegt, so daß sie nur Zugspannungen erleiden. In diesem Falle berechnet man sie als Teile von Zylindern mit innerem Druck nach Formel VII.

Die Verstärkungs-Träger sind gleichmäßig mit $p\,a\,l$ belastet, wenn l ihre Länge und a ihren Abstand beträgt. Ob man dieselben als eingeklemmt betrachten kann oder als frei aufliegende ansehen muß, hängt von der Art der Befestigung der Enden ab. Der Gegendruck (Reaktion) an den Enden beträgt $\frac{p\,a\,l}{2}$; diese Kraft muß möglichst gleichmäßig auf den Zylindermantel verteilt werden, Fig. 826. Bestehen beide Begrenzungen der zylindrischen Mäntel aus geraden, durch Träger versteiften Decken, so ist es besser, die Gegendrücke durch Bänder a aufzuheben, welche die oberen und unteren Träger miteinander verbinden und gleichzeitig mit der Wand vernietet sind, Fig. 827. Auch Wellblech wird man mit Nutzen zur Versteifung ebener Flächen an Schleusen verwenden können.

Fig. 825.

Fig. 826. Fig. 827.

Fig. 828, 829.

Fig. 830.

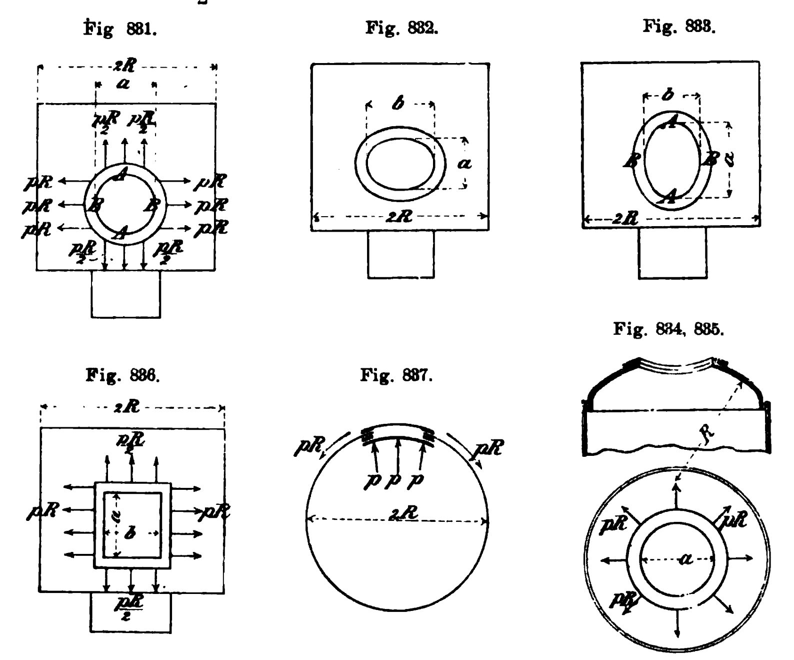
In Hohlkugeln mit innerem Druck ist der Theorie nach die Ringspannung nur halb so groß als in Zylindern von gleichem Halbmesser. Trotzdem empfiehlt es sich, die Wandstärke von gekümperten, Fig. 828, oder halbkugelförmigen, genieteten Schleusenteilen, Fig. 829, nicht schwächer zu machen, als die Formel VII. ergibt (unter R den Krümmungshalbmesser des gekümperten Teiles, bezw. den Halbmesser der Kugel verstanden), weil durch das Kümpern und Biegen die Festigkeit der Bleche sehr leiden kann.

Ist eine Luftschleuse aus mehreren Zylindern zusammengesetzt, Fig. 830, so verdienen besonders die Verbindungspunkte bei a und b genaue Beachtung. Sind beide Teile mit verdichteter Luft gefüllt, so wirken tangential an den Umfängen in den Punkten a und b für 1 cm der Höhe die Ringspannungen $p\,R$, bezw. $p\,r$,

welche sich zu der Mittelkraft Z zusammensetzen. Die Verbindungs-Stellen a und b müssen daher so verstärkt bezw. verankert werden, daß sie den auf die ganze Höhe gleichmäßig verteilten Zug Z aufzunehmen vermögen.

An allen Stellen, an denen Wände und Decken von Luftschleusen durch Lichteinlässe, Türen, Mannlöcher usw. unterbrochen werden, sind besondere Verstärkungen der Ränder der Öffnungen anzubringen. Die Querschnitte solcher ergeben sich folgendermaßen:

Soll eine kreisrunde Öffnung vom Durchmesser a, Fig. 831, in einer zylindrischen Wand angebracht werden, so sind in der Richtung des Umfanges für 1 cm Höhe die Spannungen $p\,R$, in der Richtung parallel zur Achse die Kräfte $\frac{p\,R}{2}$ wirksam, welche anstatt des ausgeschnittenen Bleches



jetzt der Verstärkungs-Ring aufzunehmen hat. Derselbe muß also als Netto-Querschnitt bei A erhalten:

$$\text{XVIII.}\quad q = \frac{p\,R\,a}{2\,k}, \text{ oder als Brutto-Querschnitt: } q = \frac{3\,p\,R\,a}{4\,k}.$$

Bei B kann der Ring schwächer sein, weil die senkrecht wirkenden Kräfte nur halb so groß sind. In der Regel wird man ihn aber gleichmäßig stark machen. Die — wesentlich schwächere — Schweißstelle des Ringes lege man nach B.

Die geringere Beanspruchung in der Richtung von oben nach unten gestattet bei Anwendung eines gleichmäßigen Querschnittes für den Ring, die Öffnung länglich zu machen, wie dies Fig. 832 zeigt, und zwar rechnungsmäßig bis zu einem Verhältnisse der Achsen: $a = \frac{b}{2}$. Indessen wird man dies bei Luftschleusen nicht leicht ausführen, weil die längliche Form in dieser Lage für das Einsteigen nicht mehr Bequemlichkeit bietet als

die runde. Man wird im Gegenteil eher die Anordnung der Fig. 833 wählen und muß dann den Querschnitt des Ringes mindestens:

$$\text{XVIIIa.} \quad q = \frac{2\,p\,R\,a}{3\,k} \text{ oder besser: } = \frac{3\,p\,R\,a}{4\,k} \text{ machen.}$$

In Kugelflächen ist die Spannung nach jeder Richtung $= \frac{p\,R}{2}$. Man macht daher in solchen am richtigsten nur kreisrunde Öffnungen, Fig. 834 und 835, deren Einfassungsringe einen Querschnitt:

$$\text{XIX.} \quad q = \frac{1}{3} \text{ bis } \frac{1}{2}\,\frac{a\,p\,R}{k} \text{ erhalten.}$$

Die Türen in den zylindrischen Wänden der Schleusen macht man meistens rechteckig und eben; bei diesen wird man viele finden, die nicht genügend versteift sind. Will man nämlich in der unterbrochenen Blechwand den Spannungszustand nicht verändern, so müßte, bei Anwendung eines die Öffnung umschließenden rechteckigen Rahmens, die lange Seite a desselben folgenden 3 Beanspruchungen gewachsen sein, Fig. 836 und 837:

1. Einem durch die Ringspannungen $p\,R$ oder für die Länge a im ganzen $p\,R\,a = Q_1$ erzeugten Biegungsmoment M_1, welches $= \frac{p\,R\,a^2}{12}$ ist, wenn man die Versteifung für die lange Seite a als eingeklemmten Balken betrachtet.

2. Einem Moment, welches in der Richtung des Halbmessers wirkt und durch die auf den Rahmen im Inneren frei aufliegende Tür erzeugt wird. Der ganze Druck auf die Tür ist $p\,a\,b$. Nimmt man an, daß sich dieser gleichmäßig auf die ganze Einfassung der Tür verteilt, so entfällt auf 1 cm Einfassungs-Länge ein Druck $= \frac{a\,b\,p}{2\,(a+b)}$. Die Seite a erhält also die gleichmäßig verteilte Belastung:

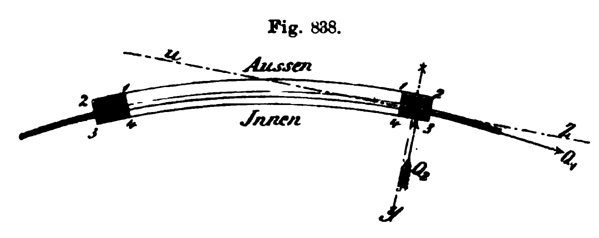
$$Q_2 = \frac{a^2\,b\,p}{2\,(a+b)} \text{ und das durch diese erzeugte Moment ist:}$$

$$M_2 = \frac{a\,Q_2}{12} = \frac{a^3\,b\,p}{24\,(a+b)}; \text{ hierzu tritt:}$$

3. eine in der Längsrichtung wirkende Zugspannung, welche durch die auf die Seiten b einwirkenden parallel zur Zylinderachse gerichteten Kräfte $\frac{p\,R}{2}$ erzeugt und von den Seiten b auf die Seiten a übertragen wird.

Diese Spannungen, welche für jede Seite a: $Q_3 = \frac{b\,R\,p}{4}$ betragen, verteilen sich gleichmäßig über den ganzen Querschnitt q der Verstärkung.

Fig. 838.



Das Moment M_1, welches durch die Ringspannung Q_1 hervorgerufen wird, Fig. 838, erzeugt die größte Zugspannung S_{z1} auf der Seite 2,3 u. die größte Druckspannung S_{d1} auf der Seite 1,4, die Belastung Q_2 aber die größte Zugspannung S_{z2} auf der Seite 1,2, die größte Druckspannung S_{d2} auf die Seite 3,4. Die Belastung Q_3 endlich ist über den Querschnitt gleichmäßig verteilt und erzeugt für die Flächeneinheit desselben die Zug-

spannung S_{z3}. Daraus folgt, daß bei Punkt 2 die größte Zugspannung: $S_{z\,max.} = S_{z1} + S_{z2} + S_{z3}$ stattfinden muß und bei Punkt 4 die größte Druckspannung: $S_{d\,max.} = -S_{d1} - S_{d2} + S_{z3}$.

Bezeichnen T_{xy} das Trägheitsmoment des beliebigen Querschnittes der Verstärkung in bezug auf die XY-Achse, T_{uz} das Trägheitsmoment desselben Querschnittes in bezug auf die UZ-Achse, $w_{xy}^{(2)}$ den Abstand der äußersten Faser bei Punkt 2 von der XY-Achse, $w_{uz}^{(2)}$ den Abstand derselben Faser von der UZ-Achse, $w_{xy}^{(4)}$ den Abstand der äußersten Faser des Punktes 4 von der XY-Achse und $w_{uz}^{(4)}$ den Abstand derselben Faser von der UZ-Achse, so ist:

$$S_{z1} = \frac{M_1 w_{xy}^{(2)}}{T_{xy}} = \frac{p a^2 R w_{xy}^{(2)}}{12 T_{xy}}$$

$$S_{d1} = -\frac{M_1 w_{xy}^{(4)}}{T_{xy}} = -\frac{p a^2 R w_{xy}^{(4)}}{12 T_{xy}}$$

$$S_{z2} = \frac{p a^3 b w_{uz}^{(2)}}{24 T_{uz} (a+b)}; \quad S_{d2} = -\frac{p a^3 b w_{uz}^{(4)}}{24 T_{uz} (a+b)}$$

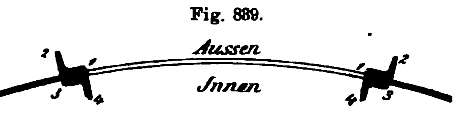
und endlich $S_{z3} = \frac{b p R}{4 q}$, wenn q den Querschnitt der Verstärkung bedeutet. Es dürfen nun die Gesamt-Zugspannung der äußersten Faser bei Punkt 2 also $S_{z\,max.}$ und die Gesamt-Druckspannung der äußersten Faser bei Punkt 4 d. i. $S_{d\,max.}$ die zulässige Beanspruchung des Eisens k nicht übersteigen. Aus dieser Forderung ergeben sich nach einiger Umformung die nachstehenden beiden Bedingungs-Gleichungen:

$$S_{z\,max.} = \frac{p}{4}\left[a^2\left(\frac{R w_{xy}^{(2)}}{3 T_{xy}} + \frac{a b w_{uz}^{(2)}}{6 T_{uz}(a+b)}\right) + \frac{b r}{q}\right] = k,$$

$$S_{d\,max.} = -\frac{p}{4}\left[a^2\left(\frac{R w_{xy}^{(4)}}{3 T_{xy}} + \frac{a b w_{uz}^{(4)}}{6 T_{uz}(a+b)}\right) - \frac{b r}{q}\right] = k.$$

Der passendste Querschnitt für diese Spannungen ist der in Fig. 839 dargestellte.

Fig. 839.



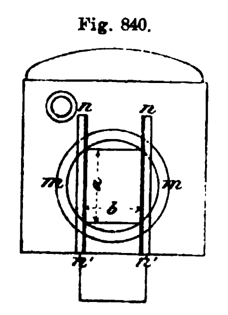
Wollte man diese Bedingungen genau erfüllen, so würde man für viereckige Türen sehr starke Rahmen erhalten, so stark, wie sie in Wirklichkeit niemals angewendet wurden. Wenn trotzdem die viel schwächer ausgeführten Rahmen sich als haltbar bewiesen haben, so ist der Grund hierfür darin zu suchen, daß die zylindrische Blechwand selbst als Träger auftritt. Es verteilen sich die Spannungen anders, und die Blechwand wird an einzelnen Stellen bedeutend höher beansprucht, als sie rechnungsmäßig beansprucht werden sollte. Man verdankt also die Haltbarkeit der Schleuse nur dem Sicherheitskoeffizienten, mit dem man gerechnet hat, nicht aber der Richtigkeit der Berechnung selbst.

Durch den Türeinschnitt werden die Spannungen in dem Bleche längs der Ränder vollständig geändert. Während in der geschlossenen Blechwand eine Ringspannung $p R$ für 1 cm der Höhe und eine Zugspannung $\frac{p R}{2}$ in der Richtung von oben nach unten für 1 cm des Umfanges herrschen,

werden die Ränder der Öffnung jetzt, wie die gedrückten Gurtungen von Trägern, beansprucht. Und zwar gilt dies namentlich von den Seiten der Öffnung, welche der Zylinderachse parallel sind.

Bei den anderen beiden Seiten (oben und unten) wird diese Druckspannnng kaum wirksam werden können, weil diese jetzt gezwungen sind, die vollen Ringspannungen $p\,R$, welche auf die senkrechten Wände entfallen, mit zu übertragen. Es werden infolgedessen sehr bedeutende Scherkräfte an den Ecken der Öffnung entstehen und empfiehlt es sich daher, die Spannungen $p\,R$ und $\frac{p\,R}{2}$ nicht als Biegungsspannung an den Rändern der Öffnung wirken zu lassen, sondern eine Verstärkungsart anzuwenden, bei welcher dieselben womöglich nur Zugspannungen erzeugen. Dies erreicht man am einfachsten dadurch, daß man um die rechteckige Türöffnung wie bei runden Ausschnitten einen geschlossenen kreisrunden Ring aus Flacheisen legt, Fig. 840. Den Querschnitt q dieses Ringes, den man der Einfachheit halber gleichmäßig stark ausführt, macht man:

Fig. 840.



$$\text{XX.} \quad q = \frac{3}{4}\,\frac{a\,p\,R}{k}.$$

Die Schweißstelle legt man an einen der Punkte m, wo die geringste Beanspruchung stattfindet. Der Gesamtquerschnitt der Niete, welche die beiden Ringstücke $n\ m\ n'$, Fig. 840, mit der Wand verbinden, muß mindestens:

$$\text{XXI.} \quad q' = \frac{a\,p\,R}{k'} \text{ sein,}$$

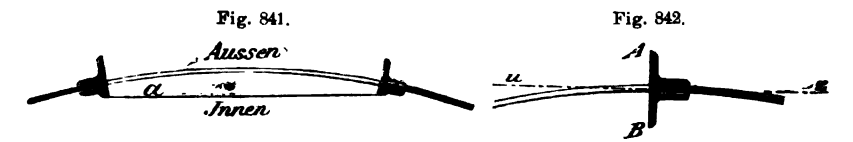
der Querschnitt der Niete auf den Strecken $n\ n$ und $n'\ n'$ dagegen:

$$\text{XXIa.} \quad q'' = \frac{b\,p\,R}{2\,k'}.$$

k' ist hier nur $= {}^4/_5\,k$, also etwa $= 550^{\text{kg}}$ zu nehmen.

Außer dieser ringförmigen Einfassung, welche die Hauptspannungen der Blechwand um die viereckige Öffnung gleichsam herumleitet, müssen die Ränder derselben noch dagegen gesichert werden, daß sie durch den Luftdruck, welcher auf die von dem Ringe umschlossene Fläche wirkt, nicht in der Richtung nach außen gebogen werden. Die (obere und untere) schmalen Seiten der Öffnung kommen hierbei weniger in Betracht, weil sie sehr dicht an dem Ringe liegen, also von diesem gehalten werden. Für sie genügt als Versteifung diejenige, welche im Inneren rundherum längs der Ränder der Öffnung angebracht wird, um für die Tür ein Auflager zu gewinnen.

Fig. 841. Fig. 842.



Man macht diese häufig aus Flacheisen mit versenkten Nieten, und dient dann die ganze Fläche als Auflager der Tür. Bei dieser Anordnung kann man aber die Auflagerflächen nicht bearbeiten und ist infolgedessen bei geringem Luftdruck der Anschluß des Dichtungsmateriales an die breite Lagerfläche nicht günstig, so daß Luftverluste entstehen.

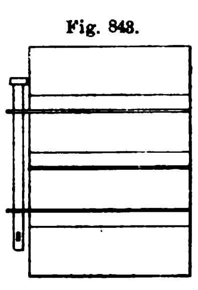
Besser macht man die Einfassung aus einem L-Eisen a in Fig. 841. Die nach innen stehenden Schenkel kann man dann hobeln und hat nicht nötig, die in dem anderen Schenkel sitzenden Niete zu versenken. Möglichst große Dicke der Schenkel ist notwendig, damit die Lagerfläche des

Gummiringes nicht zu klein werde, was ein Zerdrücken bei großem Luftdruck zur Folge haben würde.

Zur Berechnung des Querschnittes für die Verstärkung der längeren Türränder a in Fig. 841 genügt es, wenn man eine gleichmäßig verteilte Belastung $= \frac{3}{4} p\,a\,b$ rechnet. Diese erzeugt, wenn die Verstärkung als eingeklemmter Balken betrachtet wird, das Moment: $M = \frac{p\,b\,a^2}{16}$ und daraus ergibt sich für den in Fig. 842 dargestellten Verstärkungsquerschnitt ein Widerstandsmoment in Beziehung auf die UZ-Achse, Fig. 842: $W = \frac{p\,b\,a^2}{16\,k}$.

Während das L-Eisen B zu einer geschlossenen Einfassung zusammengeschweißt die ganze Öffnung besäumt, ist das L-Eisen A nur oben und unten auf den Ring festgenietet (Fig. 840 bei n und n'). —

Die Tür, Fig. 843, versteift man in der Regel durch quer übergenietete L-Eisen, von denen die äußersten gleich zu Scharnieren benutzt werden können.


Fig. 843.

Wenn an den vorstehend mitgeteilten Formeln sowie an der ganzen Berechnungsweise von streng theoretischem Standpunkte aus auch mancherlei auszusetzen sein wird, so glaubt Verf. doch, für dieselbe eintreten zu können, weil die Formeln leicht anwendbar sind und die mit denselben berechneten Luftschleusen jedenfalls statisch richtiger sind als viele von den bisher ausgeführten, bei welchen ein großer Teil der Einzelheiten nur nach dem Gefühle bestimmt wurde.

E. Schachtrohre und Schachte.

a. Allgemeines.

Schachtrohre für oben liegende Schleusen werden stets aus Eisenblech hergestellt. Die einzelnen Schüsse, von 1 bis 2 m Länge, erhalten an den Enden nach innen liegende Flansche aus L-Eisen zum Verschrauben. Als Dichtungsmaterial wird in der Regel ein Ring aus Gummischnur a, Fig. 844, oder breiterem Gummiband b, Fig. 845, gelegt. Da die Schnur a außerhalb der Schraube liegen muß, kann dieselbe bei wenig sorgfältig abgerichteten Flanschen und schlechter, namentlich ungleichmäßiger Verschraubung durch den Luftdruck herausgedrückt werden, wodurch der Betrieb gefährdet wird. Man kann dies dadurch verhindern, daß man das Blech an je einem Ende der Schachtrohre über das L-Eisen vorragen läßt, während dasselbe an dem anderen Ende um ein entsprechendes Stück zurücktritt; das vorragende Blech wird etwas nach außen gebogen, Fig. 844.

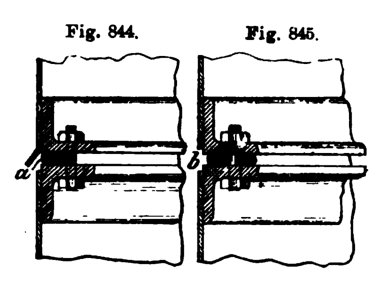


Fig. 844. Fig. 845.

Wendet man anstatt der Gummischnur breite Gummiringe an, durch welche die Schrauben gehen, Fig 845, so ist diese Vorsicht nicht notwendig.

Anstatt der Gummischnur kann man auch in Talg getauchte Liderung, wie solche zum Packen von Stopfbüchsen verwendet wird, oder Filz benutzen; doch ist die Gummipackung bequemer und wird auch nicht viel teurer, da sie mehrfach benutzbar ist.

Um die Schachtrohre verlängern zu können, muß die Öffnung derselben an der Senkkasten-Decke verschließbar sein. Es ist daher hier eine Ventilklappe anzubringen, für welche als Packung, da sie nur selten ge-

braucht wird, mit Talg getränkter Filz ausreicht. Diese Klappe ist auch der Sicherheit wegen notwendig, um den Schacht sofort absperren zu können, wenn in demselben oder in der Schleuse sich eine größere Undichtigkeit bildet.

Die zweckmäßigste Form der Schachtrohre ist die zylindrische, man hat aber auch andere Querschnittsformen angewendet, wie sie im folgenden Abschnitte statisch untersucht sind.

Soll ein Schachtrohr nur zum Fördern von Materialien dienen, so macht man die Innenwand möglichst glatt (versenkte Niete) und legt bei Taucherglockengründungen die Flansche nach außen. Bei Gründungen mit verlorenem Senkkasten ist dies nicht angängig, weil man sonst die Rohre nicht wiedergewinnen kann.

Fig. 846.

Soll das Schachtrohr auch zum Einsteigen dienen, so muß es eine Leiter erhalten. Für die Förderung sind dann besondere Führungen zweckmäßig. Eine eigentümliche Leiter-Konstruktion für Schachtrohre, die zugleich zum Fördern benutzt werden sollen, zeigt Fig. 846. Das Blech der Schachtrohrwand ist mit Schlitzen versehen, in die man beim Steigen hineintritt. Die durchlochte Stelle der Schachtrohrwand ist durch eine außen aufgelegte Lasche geschlossen von solcher Form, daß für die Füße genügend Platz bleibt. Um eine Verbiegung dieser Lasche und des durchbrochenen Teiles der Schachtrohrwand zu verhindern, sind Stehbolzen zwischen beiden angeordnet. Diese Ausführung der Leiter ist zwar teuer in der Herstellung, hat aber den Vorteil, daß die Innenwand der Schachtrohre ganz glatt ist, da sämtliche Niete im Inneren versenkt sind, sowie, daß das Rohr enger gehalten werden kann. Sie eignet sich also für enge, röhrenförmige Senkkasten, für welche sie auch angewendet wurde. (Eng. news 1898, Bd. 40 S. 364.)

b. Statische Berechnung der Schachtrohre.

1. Schachtrohr für oben liegende Schleusen.

Diese erfahren zweierlei Beanspruchungen: In der Regel werden sie durch den Luftdruck von innen gedrückt, und diese Beanspruchung erreicht ihren größten Wert in dem der Schleuse zunächst liegenden, über Wasser befindlichen Rohrteile, ihren geringsten in dem der Senkkasten-Decke zunächst befindlichen, weil hier der Druck des Wassers, welches sich in der Aussparung des Mauerwerkes außerhalb des Rohres befindet, dem Luftdruck nahezu das Gleichgewicht hält. Es herrscht in letzterem nur ein innerer Überdruck, der einer Wassersäule etwa von der Höhe des Senkkastens entspricht.

Wenn die Schachtrohre verlängert werden, ist die Öffnung derselben an der Senkkasten-Decke zu schließen und die verdichtete Luft auszulassen. In diesem Zustande erfährt das unterste Rohrende durch das Wasser einen äußeren Druck, der nur um etwa die Senkkasten-Höhe geringer ist als früher der Luftdruck. Da nun die Rohre beliebig miteinander vertauscht werden, so muß man sie auf beide Beanspruchungen untersuchen; doch kann man die Beanspruchung des Materiales bei der Berechnung auf den äußeren Wasserdruck sehr hoch nehmen (1000 bis 1400 $^{kg}/_{qcm}$), weil dieser Fall nur selten vorkommt und außerdem während der Zeit weder für Menschenleben noch für den Betrieb eine Gefahr vorhanden ist.

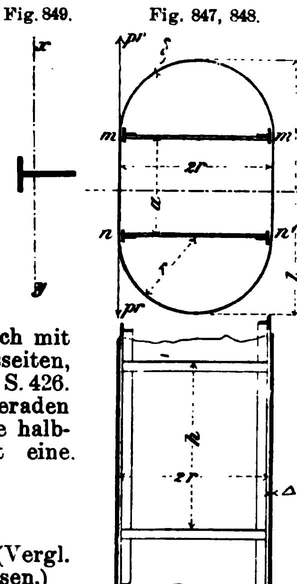
Streng genommen kommt noch eine dritte Beanspruchung vor, nämlich diejenige durch die Last der Schleuse. Diese wirkt indessen, solange innerer Überdruck (durch die Luft) vorhanden ist, günstig, indem sie dem Auftriebe der verdichteten Luft entgegenwirkt, also die Spannungen in

den Schachtrohren, welche in der Richtung der Achse wirken, vermindert. Man kann dieselben daher unberücksichtigt lassen.

Eine fernere Beanspruchung durch den Antrieb der Windevorrichtung an der Luftschleuse mittels Seiltransmission von einer Dampfmaschine aus darf bei umsichtiger Leitung nicht vorkommen, da dieser Zug möglichst unmittelbar aufgehoben werden kann. Dies geschieht durch Absteifung der Schleuse in der Richtung des Seilzuges gegen das Mauerwerk und durch Einstecken von Holzkeilen zwischen Mauerwerk und dem obersten Schachtrohre. Auch aus diesem Grunde ist der elektrische Betrieb vorzuziehen.

Auch bei den Schachtrohren empfiehlt es sich, den Luftdruck für 1 qcm nicht unter 2,5 bis 3 kg anzunehmen (selbst wenn der gerade vorliegende Zweck eine solche Stärke nicht erheischt), damit die Rohre eine allgemeinere Verwendbarkeit erlangen.

Sowohl gegen den inneren als gegen den äußeren Druck ist für die Schachtrohre die zylindrische Form die günstigste und wird dieselbe daher auch in der Regel angewendet. Den Durchmesser nimmt man dabei, wenn nicht besondere Zwecke verfolgt werden, zu rund 1 m an. Zur Berechnung dienen dann dieselben Formeln, welche für die Berechnung der zylinderförmigen Schleusenwände für inneren und äußeren Überdruck oben gegeben sind.



Bisweilen weicht man indessen von der Zylinderform ab, so namentlich, wenn man in den Schachtrohren, während gefördert wird, gleichzeitig einen Raum zum Einsteigen frei behalten will, oder wenn mit Doppeleimern (einem aufsteigenden und einem absteigenden) gefördert werden soll. In solchen Fällen formt man die Rohre länglich mit halbkreisförmigen Enden und geraden Längsseiten, Fig. 847, 848, oder auch ellipsenförmig, Fig. 854 S. 426.

Bei der ersten Anordnung erfordern die geraden Seitenwände eine weit größere Stärke als die halbzylindrischen Enden. Für die letzteren ist eine Wandstärke:

$$\text{I.} \quad \delta = \frac{2pr}{k} \ \text{cm/kg}$$

erforderlich, wie für ganz zylindrische Rohre. (Vergl. auch die Form. VIIa und VIIb für Luftschleusen.)

Zur Berechnung der geraden Seitenwände dient folgende Betrachtung: Wenn man einen Schachtrohrring von der Höhe = 1 (1 cm) der Berechnung zugrunde legt, so wirken an den Enden der geraden Seitenwände, deren Länge a (cm) betrage, zunächst die Zugkräfte pr, welche in den anschließenden Zylinderwänden entstehen. Diese erzeugen also in dem Blech eine Zugspannung, die: $s_, = \frac{pr}{\Delta}$ ist, wenn Δ die zu findende Wandstärke der geraden Seitenwände bedeutet. Außerdem erzeugt der die gerade Wand unmittelbar treffende Luftdruck ein Moment M, welches $= \frac{a^2 p}{12}$ ist, wenn die Wand als eingeklemmter Balken betrachtet wird; dieses Moment erzeugt als größte Faserspannung: $s_{,,} = \frac{a^2 p}{12 W}$, wenn W das Widerstandsmoment bedeutet. Es ist nun:

$$W = \frac{1 \Delta^2}{6}, \text{ also: } s_{,,} = \frac{a^2 p}{2 \Delta^2}.$$

Diese beiden Spannungen dürfen zusammen nicht größer werden als die zulässige Beanspruchung des Materiales k, also:

$$k = s_, + s_{,,} = \frac{p\,r}{\varDelta} + \frac{a^2 p}{2\,\varDelta^2};\text{ daraus ergibt sich:}$$

$$\varDelta = \frac{p\,r}{2\,k} + \sqrt{\frac{p^2\,r^2}{4\,k^2} + \frac{a^2 p}{2\,k}}.$$

Mit Rücksicht auf den in der Längsrichtung der Rohre wirkenden Zug durch den Auftrieb, der hier allerdings durch das Gewicht der Rohre selbst und das der Schleuse vermindert wird, sowie mit Rücksicht auf die Schwächung durch die Niete nehme man:

$$\text{II.}\quad \varDelta = \frac{3\,p\,r}{4\,k} + \frac{3}{2}\sqrt{\frac{p^2\,r^2}{4\,k^2} + \frac{a^2 p}{2\,k}}.$$

Außerdem müssen noch die Punkte m, m' und n, n', Fig. 847, miteinander verankert werden. Sollen die Anker in Abständen h übereinander, Fig. 848, angebracht werden, so hat jeder derselben eine Zugspannung $= \left(\frac{a}{2} + \frac{r}{2}\right) h\,p$ aufzunehmen; der Nettoquerschnitt eines Ankers q muß also:

$$\text{III.}\quad q = (a + r)\,\frac{h\,p}{2\,k}$$

genommen werden.

Diese Anker greifen an den senkrechten Versteifungen bei m, m', n und n' an, die in Fig. 847 im Querschnitt als T-Eisen gezeichnet sind. Letztere haben eine gleichmäßig verteilte Last $Q = (a + r)\,\frac{h\,p}{2}$ aufzunehmen und

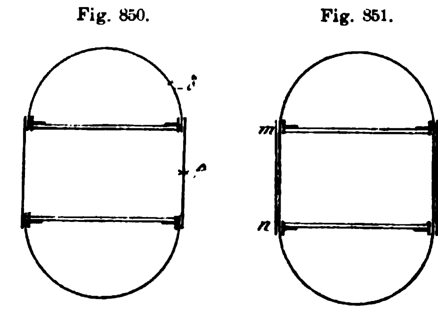


Fig. 850. Fig. 851.

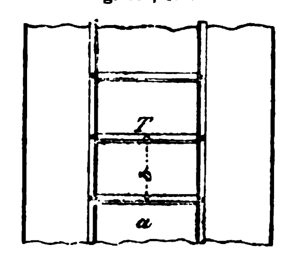


Fig. 852, 853.

werden durch dieselbe in der Richtung von innen nach außen gebogen. Als eingeklemmte Balken berechnet, müssen sie daher ein Widerstandsmoment in bezug auf die $x'y$-Achse, Fig. 849 auf v. S., erhalten:

$$\text{IV.}\quad W = (a + r)\,\frac{h\,p}{24\,k}.$$

Da $\varDelta$ in der Regel wesentlich größer als δ werden wird, so kann man, um nicht unnötig schwere Rohre zu erhalten, für die geraden Seiten stärkere Bleche nehmen, wie dies Fig. 850 andeutet. Indessen ist diese Konstruktion nicht empfehlenswert, weil man zu viel Fugen erhält. Besser ist es, die Wand durchweg aus Blech von der Stärke δ anzufertigen und die geraden Seiten zu verstärken. Zu diesem Zwecke nietet man auf dieselben entweder von außen ein zweites Blech von der Stärke $\varDelta - \delta$, Fig. 851, das aber dann nicht nur an seinen Enden,

sondern auch zwischen denselben gehörig mit dem ersten Bleche durch Niete verbunden werden muß, oder man versteift das Blech in anderer Weise. Eine geeignete Versteifung ist die durch Winkel- oder kleine T-Eisen, Fig. 852, 853, welche auf den vier senkrechten T-Eisen bei m, m', n und n' ihre Auflager haben. Jedes dieser Eisen erhält die Belastung: $Q = a\,b\,p$, die, gleichmäßig verteilt, das Moment $M = \frac{a^2\,b\,p}{8}$ erzeugt. Hierfür ist ein Widerstandsmoment erforderlich:

$$\text{V.}\quad W_T = \frac{a^2\,b\,p}{8\,k}.$$

Zur Bestimmung der Entfernung b dieser Verstärkungen voneinander sei folgender Anhalt gegeben:

Das Blech der geraden Seitenwand ist auf die Länge b nicht unterstützt, kann aber als durch die Versteifungen (T) eingeklemmt betrachtet werden. Für einen Streifen desselben von der Länge b und 1 cm Breite gilt also die Gleichung:

$$W k = \frac{b^2 p}{12}, \text{ oder da } W: = \frac{1\,\delta^2}{6},\; k = \frac{b^2 p}{2\,\delta^2}.$$

(k größte Faserspannung $= s_,$.)

$$s_, = \frac{b^2 p}{2\,\delta^2}.$$

In derselben Richtung wird noch eine Zugspannung durch den Auftrieb erzeugt. Der Querschnitt des Rohres ist $\pi r^2 + 2\,a\,r$, also der Auftrieb $= p\,(\pi r^2 + a\,r)$. Da der Querschnitt des Wandbleches $= (2\,\pi\,r + 2\,a)\,\delta$ ist, so beträgt die Spannung für die Flächeneinheit durch den Auftrieb:

$$s_{,,} = \frac{p\,(\pi\,r^2 + 2\,a\,r)}{\delta\,(2\,\pi\,r + 2\,a)}.$$

Endlich wirkt senkrecht zu den beiden bisher ermittelten noch eine 3. Zugspannung, welche von den zylindrischen Enden auf die geraden Wände übertragen wird. Dieselbe ist $s_{,,,} = \frac{p\,r}{\delta}$, welche vernachlässigt werden kann.

Alsdann darf die zulässige Beanspruchung k nicht größer sein als:

$$k = s_, + s_{,,}, \text{ d. h.:}$$

$$k = \frac{b^2 p}{2\,\delta^2} + \frac{p\,(\pi\,r^2 + 2\,r\,a)}{\delta\,(2\,\pi\,r + 2\,a)}, \text{ woraus:}$$

$$\text{V.}\quad b = \sqrt{\frac{2\,\delta^2\,k}{p} - \delta\,\frac{\pi\,r^2 + 2\,a\,r}{\pi\,r + a}}.$$

Das letzte Glied der Klammer ist gegen das erste meistens so klein, daß man es vernachlässigen kann. Geschieht dies, so ist nur die durch die Biegung erzeugte Spannung für die Größe der Entfernung der Aussteifungen maßgebend, und es ist:

$$\text{Va.}\quad b = \sqrt{\frac{2\,\delta^2\,k}{p}}.$$

Die geraden Wände sind, wie man leicht sieht, nicht günstig. Die zylinderförmigen Endigungen verlangen bei $r = 50$ cm, $p = 3$ kg und $k = 700$ kg eine Wandstärke δ von nur $\frac{2 \cdot 3 \cdot 50}{700} =$ rd. 0,5 cm. Wenn man dann auch in den flachen Wänden die Beanspruchung k nicht größer als 700 kg wer-

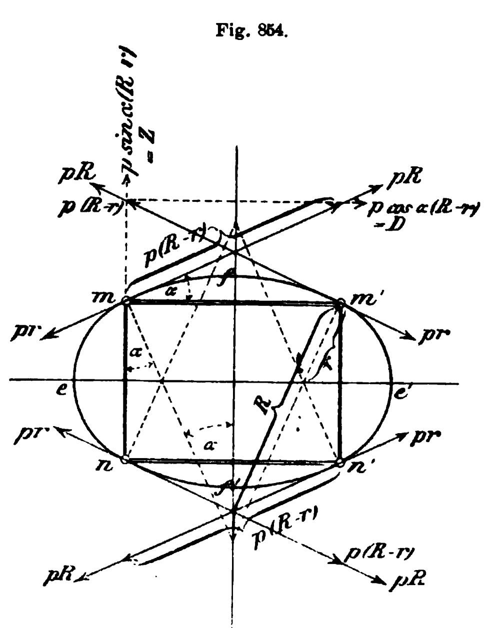
den lassen will, so dürfte die Entfernung der wagrechten Versteifungswinkel nur:

$$b = \sqrt{\frac{2 \cdot 0{,}5^2 \cdot 700}{3}} = 11{,}2 \text{ cm betragen.}$$

Selbst bei 1 cm Stärke der flachen Seitenwände wird noch auf je 22 cm eine L-Eisen-Verstärkung notwendig. Es ist daher weit richtiger, auch in den Seitenwänden gebogene Bleche anzuwenden und den Rohren einen elliptischen bezw. korbbogenförmigen Querschnitt, Fig. 854, zu geben.

In diesem Falle empfiehlt es sich, die Blechstärke überall von gleicher Dicke zu nehmen und dieselbe nach dem größeren Halbmesser R zu berechnen. Sie wird dann $\delta = \frac{2\,p\,R}{k}$ sein. Außerdem müssen die Punkte m, $m_{,,}$ n, n, gegeneinander festgelegt werden, damit der Luftdruck, welcher den Querschnitt des Rohres in einen kreisrunden zu verwandeln strebt, keine Formveränderung bewirken kann.

Fig. 854.



Zur Ermittelung der Querschnitte der Stäbe $m\,m'$, $m\,n'$, $n\,n'$ und $n\,m$ dient folgende Betrachtung:

Der überall senkrecht (d. h. in der Richtung des Krümmungs - Halbmessers) gegen die Blechwand gerichtete Luftdruck wird in derselben je nach der Größe der Krümmung eine verschieden starke Ringspannung erzeugen.

Diese wird also in den flacheren Bogenteilen $m\,m'$ und $n\,n'$ die Größe $p\,R$ haben, in den Bogenstücken $m\,n$ und $m'\,n'$ dagegen die Größe $p\,r$. An den festen Punkten m, m', n, n' werden diese Spannungen in der Richtung der Tangenten nach entgegengesetzten Seiten hin wirken, so daß sie sich teilweise aufheben und nur die vier Kräfte $p\,R - p\,r = p(R - r)$ übrig bleiben, welche, nach der kleinen Achse $f\,f'$ zu gerichtet, die vier festen Punkte zu verschieben streben. Die vier Kräfte $p\,(R - r)$ bilden also die Beanspruchung des Versteifungsrahmens.

In Fig. 854 sind diese Kräfte nach den Richtungen der Stangen zerlegt, und es berechnet sich der Zug Z, welchen die Stangen $m\,n$ und $m'\,n'$ erhalten, zu: $Z = p \sin \alpha\,(R - r)$, und der Druck D, welchen die Stangen $m\,m'$ und $n\,n'$ erhalten, zu: $D = -p \cos \alpha\,(R - r)$, worin das negative Vorzeichen vor dem ganzen Ausdruck bezeichnen soll, daß die Spannung Druckspannung ist.

Werden nun die Versteifungsrahmen $m\,m'\,n\,n'$ in der Entfernung h übereinander angeordnet, so wird jeder der auf Zug beanspruchten Stäbe $m\,n$ und $m'\,n'$ einen Nutzquerschnitt:

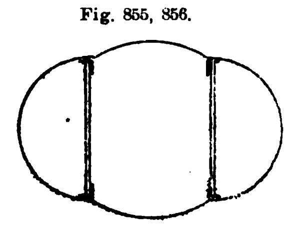
$$\text{VII.} \quad q = \frac{h\,p}{k} \sin \alpha\,(R - r)$$

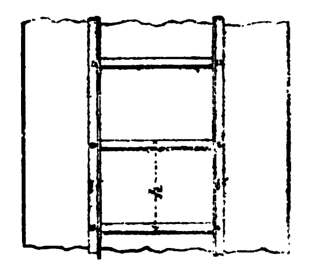
erhalten müssen, die Druckstreben $m\ m'$ und $n\ n'$ aber einen Gesamtquerschnitt:

$$\text{VIII.} \quad q' = \frac{h\,p}{k} \cos\alpha\,(R - r).$$

Da die Längen der letzteren, welche man zweckmäßig aus L-Eisen oder T-Eisen macht, in der Regel nur unbedeutend sind, so wird man sie nicht auf Knicken zu berechnen brauchen. Sehr häufig findet man, daß die Druckstreben ganz fortgelassen sind. Bei solchen Röhren wird offenbar eine Formänderung in der durch Fig. 855 dargestellten Weise bei hohem Drucke eintreten müssen.

Fig. 855, 856.





Da die Versteifungsrahmen in Entfernungen von h (cm), Fig. 856, übereinander angebracht werden, so müssen in den Punkten m, m', n, n' (Fig. 853, 854) parallel zur Achse des Rohres vier Längsversteifungen, V (am besten T- oder L-Eisen) angenietet werden, welche die ungleichen Spannungen aufnehmen und auf die Rahmen übertragen. Ist die Blechstärke des Mantels durchweg nach dem größeren Halbmesser bemessen, so genügt es, diese Längsversteifungen V nur für die Zugspannung Z zu berechnen und müssen sie dann ein Widerstandsmoment W in bezug auf die zu Z senkrechte Achse besitzen von der Größe:

$$\text{IX.} \quad W = \frac{h^2\,p}{12\,k} \sin\alpha\,(R - r).$$

2. Offene Schachtrohre; Schachte für unten liegende Schleusen.

Diese Rohre erhalten nur Druck von außen durch das sie umgebende Wasser. Sie werden meist als einfache Aussparungen im Fundament-Mauerwerk hergestellt, und man tut bei dieser Anordnung gut, die Wände der Schachte in besonders dichtem Mauerwerk auszuführen und außen mit einem wasserdichten Mörtel zu putzen. Solche Schachte sind insofern unzuverlässig, als sie der Gefahr des Reißens in höherem Grade ausgesetzt sind. Durch Auskragung im Mauerwerk hergestellte Schachtrohre empfehlen sich daher nur für Schleusen, welche ausschließlich zum Fördern der Materialien benutzt werden. Sollen die Schachte indessen gleichzeitig zum Einfahren für die Arbeiter dienen, so sichert man ihnen die Wasserdichtigkeit durch eine innere Verkleidung mit einem Stoffe, der weniger leicht reißt. Diese Verkleidung muß stets etwa 1,5 bis 2 m höher gehalten werden als der äußere Wasserspiegel, auch wenn das Mauerwerk den letzteren nur wenig überragt, damit bei unvorhergesehenen starken Senkungen des Pfeilers der Schacht nicht voll Wasser laufen kann. Diese Schachtverkleidungen sind ganz in derselben Weise gegen äußeren Wasserdruck zu berechnen, wie dies früher (S. 321 ff.) bei den Senkbrunnen mitgeteilt wurde. Da der Wasserdruck von oben nach unten zunimmt, so kann man auch wie dort die Wandstärke wechseln lassen. Zur Aussteifung wendet man entweder im Inneren des Schachtes angebrachte hölzerne Rahmen an, oder man verankert die Wände mit dem sie umgebenden Mauerwerk. Ersteres ist insofern vorzuziehen, weil man die Rahmen samt der Verkleidung nach beendeter Senkung wiedergewinnen kann, während die eingemauerten Anker verloren gehen.

Die Verkleidung selber wird entweder aus kalfaterten Bohlen oder aus Blech hergestellt. Sollen die Bleche später wiedergewonnen werden,

so müssen sie nur durch Schrauben verbunden und durch Packungen dicht gemacht werden.

Haben die Schachte nur geringe Weite, wie z. B. bei der Schleuse der Bismarck-Brücke (vergl. S. 403), so kann man sie auch aus einzelnen Rohrstücken zusammensetzen und muß dann, wie bei den mit verdichteter Luft gefüllten, das Mauerwerk etwas zurücktreten lassen, um sie wiedergewinnen zu können.

Bei den oben offenen Schachten kann man die zulässige Beanspruchung der Bleche oder Bohlen, welche die Umhüllung bilden, bedeutend höher nehmen als bei den mit verdichteter Luft gefüllten (Blech etwa 1000 kg/qcm, Holz 100 kg), weil bei ihnen entstehende Schäden nicht in demselben Maße gefährlich sind als bei diesen.

F. Luftpumpen (Luftpressen) und Luftleitung.

Literatur.

Schmoll v. Eisenwerth. Erfahrungs-Resultate über Luftverbrauch und Luftverluste bei pneumatischen Fundierungen: Zeitschr. d. öster. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, H. 10. — Bolzano über Luftverbrauch und Luftanalysen: Zeitschr. d. bayer. Arch. u. Ing.-Ver. 1874, S. 19. — Riedler. Gesteinsbohrmaschinen und Luftkompressionsmaschinen. — Ann. des ponts et chauss. 1883. Februar. — Pernolet. L'air comprimé et ses applications.

Die Luftpumpen bilden das wichtigste Zubehör bei der Luftdruck-Gründung. Auf eine günstige Einrichtung derselben und zweckmäßige allgemeine Anordnung des Betriebes ist daher ein besonderes Augenmerk zu richten. Ist der bauleitende Ingenieur nur wenig vertraut mit dem Maschinenbau, namentlich auch zu unerfahren im Betriebe von Dampfmaschinen, um das Maschinen-Personal selber unter gehöriger Aufsicht halten zu können, so ist demselben zu empfehlen, einen geeigneten Maschinen-Ingenieur als Gehilfen anzunehmen.

Anstatt Dampfkraft wird man bei Bauten an oder in fließenden Gewässern bisweilen auch mit Vorteil Wasserkraft verwenden können; in den nachstehenden Entwicklungen wird aber nur auf den Betrieb der Luftpumpen mittels Dampfmaschinen gerücksichtigt.

a. Berechnung des Kraft- und Luftbedarfs.

Neuere Literatur über diesen Gegenstand: Weyrauch, Bemerkungen über die Pariser Druckluft-Anlage: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889 S. 961 u. 991. — Theorie der Luftkompression mit Einspritzung vom Ingen. H. Lorenz: Civilingenieur 1890 S. 109. — Über den Druckverlust der Preßluft in Röhrenleitungen von Prof. Ledoux: Ann. des mines 1892 Nov., S. 541. Auszügl. in Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1898 S. 411. — Ledoux setzt $\Delta p = \gamma \cdot \lambda \frac{l w^2}{d\, 2 g}$, worin Δp = Druckverlust f. d. Flächeneinheit, γ = Dichte d. Luft (Gewicht f. 1 cbm), λ im Mittel = 0,0179, l u. d Länge und Weite der Röhre, w die Geschwindigkeit d. Luft, g = 9,81 m. Die Formeln für die Leitungswiderstände in Röhren sind besprochen in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1884 S. 540.

Für die Arbeit, welche aufzuwenden ist, um mit Hilfe verdichteter Luft einen Senkkasten in bestimmter Zeit trocken zu legen, gibt Séjourné a. O. folgende Berechnung:

Die Arbeit, welche erforderlich ist, um eine gegebene Luftmenge (Gewicht- oder Rauminhalt) auf den Druck p zu verdichten, bestimmt sich wie folgt:

Es sei p der Druck kg/qcm in der Arbeitskammer, p_0 der einfache atmosph. Anfangs-Druck der Luft, $\frac{p}{p_0}$ also der absolute Druck und $\left(\frac{p}{p_0} - 1\right)$ der sogen. effektive Druck. Der Abstand H der Senkkastenschneide vom äußeren Wasserspiegel entspreche dem Druck p, sei also:

$$\text{I.}\quad H = \frac{p - p_0}{1000} = 10{,}33296 \left(\frac{p}{p_0} - 1\right).$$

Wenn man annimmt, daß während der Verdichtung die Luft weder Wärme empfängt noch abgibt, so ist die Arbeit, welche erforderlich ist, um 1 kg Luft von der Temp. t_0 und der Pressung p_0 auf die Pressung p zu bringen, gegeben:

1. Unter der Voraussetzung, die Temperatur bleibe während der Verdichtung unverändert (Mariotte's Gesetz) durch:

$$\text{II.} \quad A_1 = p_0 V_0 \log nat \frac{V_0}{V} = \frac{10\,332{,}96}{1{,}2932} \log nat \frac{p}{p_0}.$$

2. Wenn die durch die Verdichtung erzeugte Erwägung berücksichtigt wird durch:

$$\text{III.} \quad A_2 = E\, c\, (a + t_0) \left[\left(\frac{p}{p_0}\right)^{\frac{c-c'}{c}} - 1\right],$$

worin E das mechanische Aequivalent der Wärmeeinheit (hier zu 432 mkg angenommen): c die spezif. Wärme der trockenen Luft, bei konstantem Druck $= 0{,}2377$, c' die spezifische Wärme der trockenen Luft bei konstantem Volumen $\left(\frac{c-c'}{c} = 0{,}2908\right)$, t_0 die Anfangstemperatur, welche gleichmäßig zu 20^0 angenommen werde, $a =$ der sogen. absolute Nullpunkt, etwa $273 = \frac{1}{0{,}003665}$. (0,003665 = Ausdehnungs-Koeffizient der Luft).

Um die zur Verdichtung von 1 cbm Luft nötige Arbeitsgröße zu erhalten, sind die Ergebnisse der vorhergehenden Formeln mit dem Gewicht (in kg) von 1 cbm Luft der Spannung p zu multiplizieren, d. h. mit: $\frac{p}{p_0} \frac{a}{a+t} \cdot 1{,}293$.

Man erhält dann für die Arbeit, wenn man der Mariotte'schen Annahme folgt:

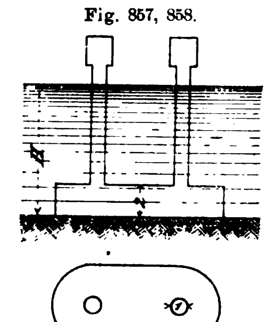
$$\text{IV.} \quad A_3 = \frac{p}{p_0} \frac{a}{a+t} 1{,}293 \cdot A_1 = 22\,168{,}83 \frac{p}{p_0} \log nat \frac{p}{p_0},$$

und wenn man nach Gay-Lussac die Temperatur-Erhöhung berücksichtigt:

$$\text{V.} \quad A_4 = \frac{p}{p_0} \frac{a}{a+t} 1{,}293 \cdot A_2 = 36\,247{,}16 \frac{p}{p_0} \left[\left(\frac{p}{p_0}\right)^{0{,}2908} - 1\right].$$

Diese Formeln setzen Trockenheit der Luft voraus. Wasser, welches zur Abkühlung der Luft in die Luftpressen eingeführt wird und welches seinen Zweck auch in hohem Grade erfüllt, hat indessen keinen bemerkenswerten Einfluß auf die Arbeitsgröße, solange der Druck 3 Atm. nicht übersteigt. Da dies bei Luftdruck-Gründungen selten vorkommt, so geben die Formeln für gewöhnliche Fälle genügend genaue Resultate.

Fig. 857, 858.



Die nachstehende Tafel gibt die Werte von A_1, A_2, A_3 und A_4 samt den entsprechenden Endtemperaturen der verdichteten Luft, und zwar für trockene Luft nach der Formel:

$$t_1 = (a + t_0) \left[\left(\frac{p}{p_0}\right)^{\frac{c-c'}{c}} - 1\right] + t_0$$

und für wassergesättigte Luft nach der Formel von Pernolet (air comprimé, p. 82) berechnet.

Nach dem Vorstehenden läßt sich die Arbeit berechnen, welche erforderlich ist, um einen Senkkasten gegebener Größe in einer bestimmten Zeit trocken zu legen.

Sei I der Inhalt sämtlicher mit verdichteter Luft gefüllter Hohlräume (Luftleitung, Senkkasten, Schachtrohre und Schleusen), H der Abstand der Senkkastenschneide vom äußeren Wasserspiegel, Fig. 857. I zerfällt in 2 Teile, nämlich in denjenigen Raum I', welcher mit Wasser gefüllt ist, d. i. der Raum des Senkkastens und ein Teil der Schachtrohre; nach Skizze ist: $I' = 2 G + 2 (H - 2) \frac{\pi}{4}$. Der andere Teil I'' liegt über Wasser; von Séjourné ist derselbe zu 12,84 cbm angenommen. Er umfaßt den Inhalt der Luftleitung, Schleusen und der über Wasser liegenden Schachtrohr-Enden. Nach Skizze ist also: $I = 2 G + 1{,}57 H + 9{,}7$ (cbm). Die erforderliche Arbeit setzt sich zusammen aus:

1. Der Arbeit Θ_1, welche zur Verdichtung der Luft, und:
2. der Arbeit Θ_2, welche zum Verdrängen des Wassers aus dem Senkkasten aufzuwenden ist.
3. Hierzu kommt die Arbeit Θ_3, welche zur Überwindung der Reibung des Wassers in dem umgebenden Erdreiche verbraucht wird, wenn erstere aus dem Senkkasten verdrängt wird.

Zu 1. Die theoretisch zur Verdichtung der Luft erforderliche Arbeit ist: $\Theta' = I A_4$. Es empfiehlt sich aber, I um 100 % größer anzunehmen, um den Luft- und Arbeitsverlusten in der Luftpumpe, sowie den Luftverlusten durch die Undichtigkeiten der Leitung, der Schachtrohre und des Senkkastens während der Trockenlegung Rechnung zu tragen. Die durch die Erwärmung entstehenden Verluste sind im Werte A_4 schon berücksichtigt.[1])

Tafel I.

Verhältnis d. Enddr. zum anfänglichen	Tiefe, welche diesem Verhältnis entspricht (m)	Temperatur			Verdichtungs-Arbeit, mkg				Verhältnis
		Beim Anfang der Pressung	am Ende der Pressung		für 1 kg trockene Luft		für 1 cbm trockene Luft		
			Trockene Luft	gesättigte Luft	nach Mariottes Gesetz	mit Rücksicht auf Erwärmung durch die Pressung	nach Mariottes Gesetz	mit Rücksicht auf Erwärmung durch die Pressung	
$\frac{p}{p_0}$	H m	t_0^0	t_1	t_1^1	A_1	A_2	A_3	A_4	$\frac{A_3}{A_4}$
1,0	0,0	20	20	20	0	0	0	0	1,000
1,1	1,0	20	28	24	762	846	1009	1121	0,901
1,2	2,1	20	36	27	1457	1683	2107	2368	0,890
1,3	3,1	20	43	30	2097	2385	3284	3736	0,879
1,4	4,1	20	50	33	2689	3093	4535	5216	0,869
1,5	5,2	20	56	35	3240	3765	5856	6804	0,861
1,6	6,2	20	63	37	3756	4406	7240	8494	0,852
1,7	7,2	20	69	39	4240	5020	8685	10281	0,845
1,8	8,3	20	75	41	4697	5608	10186	12162	0,838
1,9	9,3	20	80	43	5129	6174	11741	14133	0,831
2,0	10,3	20	85	45	5539	6719	13347	16189	0,824
2,1	11,4	20	90	46	5929	7246	15001	18329	0,818
2,2	12,4	20	95	48	6301	7753	16700	20550	0,813
2,3	13,4	20	100	49	6656	8246	18444	22848	0,807
2,4	14,4	20	105	51	6996	8723	20229	25222	0,802
2,5	15,5	20	109	52	7322	9187	22055	27669	0,797
2,6	16,5	20	114	53	7636	9637	23919	30186	0,792
2,7	17,6	20	118	54	7937	10075	25820	32773	0,788
2,8	18,6	20	122	56	8228	10502	27756	35428	0,783
2,9	19,6	20	226	57	8508	10919	29727	38147	0,779
3,0	20,7	20	130	58	8779	11325	31782	40931	0,775

[1]) Man ersieht aus der Tabelle, daß das Verhältnis $\frac{A_3}{A_4}$ zwischen 1 für $\frac{p_0}{p} = 1$ und 0,775 für $\frac{p_0}{p} = 3$ wechselt. Gewöhnlich begnügt man sich damit, die Berechnung der Arbeit mit A_3 auszuführen, indem man die Verluste, welche durch die Erwärmung bedingt sind, vernachlässigt. Man verbessert dann das Schlußergebnis, indem man für die Luftpumpen einen Nutzeffekt von 50 bis 75 % annimmt.

Soll die hiernach erforderliche Arbeit $\Theta = 2\,IA_4$[1]) in der Zeit $t = 1$ Stunde verrichtet werden, so muß die sekundliche Arbeitsmenge (in Pfdkr.) sein:

$$\text{VI.}\quad O_1 = \frac{\Theta}{3600 \cdot 75} = 0{,}00000741\,I\,A_4.$$

Zu 2. Ist γ das Gewicht von 1 cbm Wasser, so hat man als Gesamtarbeit:

$$\Theta_2 = \int_0^{H-2} {}^1/_4\,\pi\,\gamma\,z\,dz \text{ (für das in den Schachtrohren enthaltene Wasser)}$$

$$+ \int_{H-2}^{H} G\,\gamma\,z\,dz \text{ (für das im Senkkasten enthaltene Wasser)}$$

$$= 785{,}4\,(H - 2)^2 + 2000\,G\,(H - 1).$$

Für 1 Sekunde ist (in Pfdkr.) zu leisten:

$$\text{VII.}\quad O_2 = \frac{\Theta_2}{3600 \cdot 75} = 0{,}00291\,(H - 2)^2 + 0{,}00741\,G\,(H - 1).$$

Zu 3. Der Reibungswiderstand des Wassers ist $= 0$, wenn der Senkkasten schwimmt, wächst aber sehr bedeutend mit der Dichtigkeit des Bodens, so daß der Luftdruck, wenn der Senkkasten erst im Boden steht, weit höher sein muß, als es der äußere Wassersäulen-Druck verlangt. In solchen Fällen entledigt man sich des Wassers, indem man durch eines der Schachtrohre ein Rohr bis nahe zum Grunde hinabführt, welches durch die Schachtrohrwand in das Freie tritt; dieses Rohr wirkt wie ein Syphon. Es werde angenommen, daß die obere Öffnung desselben 2 m über dem äußeren Wasserspiegel liege. Die Arbeit, welche erforderlich ist, um das Wasser durch dieses Rohr zu treiben, kann dann als größter Wert von Θ_3 angesehen werden. Wird der Reibungswiderstand, den das Wasser im Rohre erfährt, vernachlässigt, so ist:

$\Theta_3 = \gamma\,I'\,2$, oder da: I' die Menge des verdrängten Wassers $= 2\,G + 1{,}57\,H$ ist: $\Theta_3 = 2000\,(2\,G + 1{,}57\,H)$ und in Pfdkr.:

$$\text{VIII.}\quad O_3 = \frac{\Theta_3}{3600 \cdot 75} = 0{,}01483\,G + 0{,}00873\,H.$$

Die auf S. 436 folgende Tafel II. gibt die Arbeit, welche bei verschiedenen Werten von H für Senkkasten von 30, 60 und 90 qm Grundfläche aufzuwenden ist. Außerdem enthalten die Spalten für V diejenigen Mengen-Angaben für Luft von atmosphärischer Spannung p_0, welche eine Luftpumpe in 1 Stunde ansaugen muß, um die Senkkasten in dieser Zeit trocken zu legen. Nehmen wir eine Nutzleistung von 50% an, um der Ausdehnung der Luft während des Ansaugens[2]) und den Verlusten durch Undichtigkeiten im Senkkasten, den Rohren usw., Rechnung zu tragen, so ist:

$$V = \frac{100}{50}\left[I''\,\frac{H}{10{,}33} + I' + I'\,\frac{H}{10{,}33}\right]$$

Es müssen nämlich dem Raume I'', der mit Luft von atmosphärischer Spannung gefüllt ist, noch $I''\,\frac{H}{10{,}33}$ (cbm) Luft von atmosphärischer Spannung zugeführt werden, um in demselben einen Druck zu erzeugen, der der Wassersäule H entspricht, und um in dem mit Wasser gefüllten Raum

[1]) Séjourné rechnet nur 5% Vermehrung, was aber nach den Ergebnissen der Praxis ganz unzureichend ist. Die neuen Luftpressen mit gesteuerten Ventilen liefern zwar einen höheren Nutzeffekt als 50%, trotzdem ist es zweckmäßiger, mit einem geringen zu rechnen, weil die Instandhaltung der Maschinen bei Bauten nie so sorgfältig erfolgt wie bei ständigen Druckluftanlagen.

[2]) Die Berechnung der Leistungsfähigkeit der Pumpe kann dann also einfach durch Multiplikation der Hubzahl mit dem Produkte aus Zylinderquerschnitt und Kolbenweg erfolgen.

I' das Wasser durch Luft von derselben Spannung zu ersetzen, sind $I' + I' \frac{H}{10,33}$ (cbm) atmosphärischer Luft nötig.

Da $I' + I'' = I$ dem Gesamt-Inhalt von Senkkasten, Schachtrohren, Schleusen und Luftleitung ist, so kann man die Formel auch schreiben:

$$\text{IX.} \quad V = 2\left(\frac{IH}{10,33} + I'\right).$$[1]

Die Zeit, welche eine schon vorhandene Pumpe gebraucht, um einen Senkkasten trocken zu legen, erhält man aus Formel IX. folgendermaßen:

Die Luftmenge, welche die Pumpe in 1 Stunde zu saugen vermag, sei $= L$ (cbm). Soll nun derselbe Senkkasten, der in 1 Stunde V(cbm) Luft erforderte, in x Stunden trocken gelegt werden, so werden die Verluste, welche durch die Undichtigkeiten entstehen, und die in 1 Stunde ebenfalls $\left(\frac{IH}{10,33} + I'\right)$ betragen, größer oder kleiner ausfallen, je nachdem $x \lesseqgtr 1$ ist. Die theoretisch zur Ausfüllung der Hohlräume nötige Luftmenge bleibt unverändert:

$$= 1\left(\frac{IH}{10,33} + I'\right).$$

In x Stunden wird also die Pumpe:

$$1\left(\frac{IH}{10,33} + I'\right) + x\left(\frac{IH}{10,33} + I'\right) \text{ (cbm)}$$

saugen müssen. Diese werden $= xL$ sein und daraus ergibt sich:

$$\text{X.} \quad x = \frac{\frac{IH}{10,33} + I'}{L - \left(\frac{IH}{10,33} + I'\right)} \text{ (Stunden)}$$

als diejenige Zeitdauer, welche eine Pumpe zur Trockenlegung nötig hat, die in 1 Stunde L (cbm) atmosphärische Luft ansaugt.

Da Senkkasten aus Holz dieselbe Form haben wie eiserne, und da die Dichtigkeit auch gleich groß wie bei diesen angenommen werden kann, besitzen die vorstehend entwickelten Formeln Gültigkeit auch für hölzerne Senkkasten.

Bei gemauerten Senkkasten ändert sich zunächst die Form der Hohlräume I' und I'' bezw. $I' + I'' = I$. Für die Berechnung der zur Trockenlegung notwendigen Kraft ist also in den Wert von O_1 $(= 0,00000389\, I A_4)$ für I der veränderte Kubikinhalt aller mit verdichteter Luft zu füllenden Räume einzusetzen, während A_4 aus Tafel I unverändert zu nehmen ist.

Bei der Anwendung der Formel VII.: $O_2 = \frac{\theta_2}{3600 \cdot 75}$ ist auch der Wert von θ_2 entsprechend der geänderten Form des Hohlraumes zu ändern. Da die Höhe des Hohlraumes nicht mehr $= 2^{\text{m}}$ ist, so sind die Integrale, welche den Wert von θ_2 liefern, zwischen anderen Grenzen zu nehmen. Anstatt $H - 2$ ist als Grenze H weniger dem Abstande des Schachtrohranfanges von der Senkkastenschneide einzusetzen. Außerdem wird das zweite Integral, welches sich auf das Wasser in dem eigentlichen Senkkastenraum bezieht, eventl. ein Doppel-Integral werden, indem der Horizontalschnitt des Hohlraumes nicht mehr konstant $= G$ genommen werden

---

[1]) Die von Séjourné aufgestellte Formel ist nicht zuverlässig, weil nach ihrer Fassung der Hohlraum nicht teilweise mit Wasser und teilweise mit atmosphärischer Luft, sondern ganz mit Wasser gefüllt sein müßte, und weil außerdem nach Ansicht des Verfassers ein zu hoher Nutzeffekt gerechnet wurde.

kann, sondern, je nach der Form des Hohlraumes, in irgend einem Verhältnisse wächst. Da die Form des Hohlraumes eine sehr verschiedene sein kann, so ist es nicht möglich, dafür Formeln aufzustellen, und muß es genug sein, auf die notwendigen Änderungen hingewiesen zu haben.

Ebenso ist in Formel VIII:

$O_3 = \frac{\theta_3}{3600 \cdot 75}$ für den Wert von $\theta_3 = 2\gamma I'$ die Größe I' (Inhalt der mit Wasser gefüllten Hohlräume) entsprechend zu berechnen.

Die Formeln IX. und X. erfordern nach Einführung der passenden Werte für I und I' keine Änderungen, wenn das Mauerwerk der Wände mit vollen Fugen hergestellt und an den inneren Flächen durch einen Anstrich mit Weißkalk (begünstigt gleichzeitig die Erleuchtung) oder mit Zement abgedichtet ist.

Nach beendeter Trockenlegung der Senkkasten ändert sich der Luftbedarf; und zwar vermindern sich im allgemeinen die Verluste durch die Undichtigkeiten, weil der Druck, unter welchem die Luft entweicht, jetzt nicht größer gehalten wird, als es der äußere Wasserdruck verlangt, während dieser Druck zur Zeit der Trockenlegung zum Zwecke der Wasserverdrängung überschritten werden muß. Dafür treten indessen andere Luftverluste hinzu. Die während des Arbeitsbetriebes stattfindenden Luftverluste kann man in 3 Teile zerlegen, in:

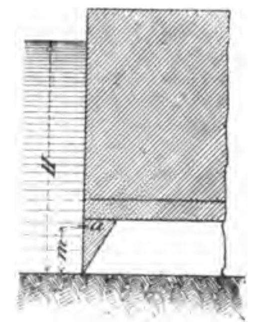
1. solche, die durch Undichtigkeiten der Wände und der Decke des Senkkastens sowie der Schachtrohre und der Luftleitung entstehen.

2. solche, die durch das Entweichen von Luft unter dem Rande des Senkkastens hindurch bezw. durch künstliche Lüftung behufs Erneuerung der verbrauchten Luft entstehen, und:

3. solche, die durch den Verbrauch an Luft beim Aus- und Einschleusen der Arbeiter und des Bodens sich ergeben.

Zu 1. Die verdichtete Luft, welche durch irgend eine Undichtigkeit des Senkkastens entweicht, tritt, unabhängig von dem Stande des Senkkastens unter Wasser, stets mit ungefähr derselben Geschwindigkeit v durch den Querschnitt q der Undichtigkeit, weil die Druckhöhe, unter welcher der Austritt stattfindet, stets gleichbleibt. Befindet sich z. B. in der Höhe m über der Schneide des Senkkastens bei a eine Undichtigkeit, Fig. 859, so bleibt der Druck, unter welchem die Luft dort ausströmt, stets gleich einem Wasserdrucke von m (^{m}) Höhe. Denn der Spannung der Luft vom Druck H wirkt außen eine Wassersäule $H - m$ entgegen.[1]) Die theoretische Menge der in 1 Sekunde entweichenden verdichteten Luft wird daher stets $= v\,q$ sein. Um diesen Verlust zu ersetzen, wird, je nach der Größe des veränderlichen Wertes H, eine andere Menge atm. Luft verdichtet werden müssen.

Fig. 859.



Werde die Menge verdichteter Luft, welche durch sämtliche Undichtigkeiten entweicht, mit V_1^0 bezeichnet, so wird zum Ersatz derselben eine Luftmenge V_1' von atm. Spannung verdichtet werden müssen der Größe:

$$V_1' = V_1^0 + V_1^0 \frac{H}{10,33} = V_1^0 \left(1 + \frac{H}{10,33}\right).$$

Diese Luftmenge V_1' entströmt den Umflächen der Hohlräume aber nicht gleichmäßig. Zunächst sind die Luftleitung und die Schachtrohre viel dichter als der Senkkasten, so daß es unbedenklich erscheint, dieselben

[1]) Je größer m wird, d. h. je höher über der Schneide die Undichtigkeit liegt, desto schädlicher wirkt sie. Aus diesem Grunde sind namentlich Undichtigkeiten über Wasser sehr nachteilig, und müssen solche daher schnell beseitigt werden.

ganz unberücksichtigt zu lassen. Sodann ist die Decke des Senkkastens in der Regel dichter als dessen Wände, weil man über der ersteren einen Zementguß auszuführen pflegt, der die meisten undichten Stellen schließt. Aus diesem Grunde bringt Schmoll von Eisenwerth a. a O. die in Rede befindlichen Verluste auch nur in Beziehung zu der Wandfläche des Senkkastens. Verfasser folgt ihm indessen hierin nicht, weil ihm diese Annahme nicht ganz gerechtfertigt erscheint. Einerseits kann man vor Ausmauerung der Konsolen auch die Wände durch einen Anstrich mit Teer und Pech recht gut abdichten, und anderseits ist die Abdichtung der Decke nicht immer eine so vollkommene, da der Zementguß bei einer Durchbiegung der elastischen Decke Risse annimmt. Indessen sind bei der Entwickelung neuer betr. Formeln die statistischen Angaben Schmolls von Eisenwerth benutzt.

Der jedenfalls weit größeren Dichtigkeit der Decke sei dadurch Rechnung getragen, daß angenommen wird, für 1 qm der Wandfläche sei der Luftverlust α mal so groß als für 1 qm der Decke. Wird der stündliche Verlust an verdichteter Luft für 1 qm der Decke mit w bezeichnet, so ist der Gesamtverlust $wG + \alpha w Uh$, wenn U den Umfang, h die Höhe, G die Grundfläche des Senkkastens bedeutet, oder $V_1^0 = w(G + \alpha Uh)$, und die Menge an atm. Luft, welche bei einem Stande des Senkkastens in der Tiefe H unter Wasser als Ersatz verdichtet werden muß, ist: $V_1' = w(G + \alpha Uh)\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$. w ist i. M. $= 0{,}17$ zu nehmen $\alpha = 10$. Bei ungenügend dicht gemachten Senkkasten muß man diesen Wert w erhöhen.

Zu 2. Die Luftmenge, welche unter der Schneide des Senkkastens ausströmt, steht im Verhältnisse zu U; sie ist gleichfalls mit $1 + \frac{H}{10{,}33}$ zu multiplizieren.

Wird die auf 1 m des Umfanges in 1 Stunde ausströmende Luftmenge mit w_1 bezeichnet, so ist die ganze stündliche Menge auf Luft von atm. Pressung umgerechnet: $V_1'' = w_1 U\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$.

Das Entströmen von Luft unter der Schneide erscheint theoretisch unnötig, hat aber Zweckmäßigkeits-Gründe zur Unterlage. Wollte man nämlich nur die Luftverluste durch Undichtigkeiten und Ausschleusen ersetzen und den Wasserspiegel bis zur Senkkasten-Schneide oder auch noch nicht ganz bis zu derselben absenken, so würde die zugeführte Luftmenge $V_1' + V_1'''$ (s. weiter unten) möglicherweise zu gering sein, um für die durch den Atmungs-Vorgang der Arbeiter und beim Brennen der Lichter verbrauchte Luft genügend Ersatz zu schaffen.

Nun verbraucht allerdings 1 Mensch zum Atmen in 1 Stunde nur diejenige Sauerstoffmenge, welche in 0,5 cbm reiner atm. Luft enthalten ist, und bei Verbrennung eines Kerzengewichtes von 60 gr wird nur der in etwa 0,04 cbm reiner Luft enthaltene Sauerstoff aufgezehrt. Es ist danach diese Luftmenge stets kleiner als die eben berechnete, welche durch Undichtigkeiten verloren geht. Wie bei jeder Lüftungsanlage kommt es aber weniger auf den Ersatz des verbrauchten Sauerstoffes als vielmehr auf die Verdünnung der entwickelten schädlichen Gase (Anthropotoxin, Fettsäure, Buttersäure) an. Die Sauerstoff-Verminderung würde im Gegenteil wahrscheinlich günstig auf die Gesundheit wirken, wenn in ungefährlichen Gasen (Stickstoff) ein Ersatz geschaffen würde, weil die gefährlichsten Krankheitserscheinungen, denen die Arbeiter infolge des Aufenthaltes in hohem Luftdrucke ausgesetzt sind, der zu großen Aufnahme von Sauerstoff ihren Ursprung zu verdanken scheinen.[1]) Es würde daher vorteilhaft sein, zur Verdünnung der schädlichen Gase nicht verdichtete atm.

[1]) Vergl. die betr. Arbeit des Verf. in Deutsche Bauztg. 1884, S. 176 ff.

Luft, sondern ein Gemenge aus Luft und reinem Stickstoff zuzuführen, oder auch statt dessen die im Senkkasten gebildeten schädlichen Gase, zu denen nach den neuesten Forschungen die reine Kohlensäure nicht zu gehören scheint (vergl. weiter oben I. Kapitel C. f. 5. Fleuß-Apparat), zu binden. Zur genügenden Verdünnung aber reicht der Ersatz, welcher durch die Undichtigkeiten gut gearbeiteter Senkkasten erfordert wird, nicht immer aus, wie man bei Arbeiten in dichtem Boden (Ton oder Lehm) zu beobachten Gelegenheit hat. Erklärlich wird diese Tatsache schon dadurch, daß die größten Undichtigkeiten in der Regel in dem Stoß zwischen Decke und Seitenwand liegen. Wenn also die Senkkasten-Grundfläche durch Wasser oder dichten Boden abgeschlossen ist, so wird die hauptsächlichste Strömung der Luft dicht unter der Decke von den Schachtrohren zu den Wänden hin stattfinden, während die tiefer liegenden Luftschichten, in denen die sich bückenden Arbeiter atmen, mehr oder weniger unberührt und unbewegt bleiben. Aus diesem Grunde muß man auch in Lehm- oder Tonboden häufig durch künstliche Lüftung nachhelfen, indem man in der einen Schleuse Luft ausströmen läßt, während die frische Luft nur in die andere eintritt. Ist nur eine Schleuse vorhanden, so muß man in solchen Erdarten die Luftzuführungs-Rohre bis in den Senkkasten verlängern, so daß der Austritt der frisch zugeführten Luft aus den Leitungsrohren möglichst nahe am Boden geschieht. Als Verlängerung der Luftzuführung im Inneren der Schachtrohre genügt ein wasserdichter Hanfschlauch. In dichtem Lehm und Ton wird man also in der Tat häufig die dem Senkkasten zuzuführende Luftmenge nach der Anzahl der in verdichteter Luft arbeitenden Menschen und der in derselben brennenden Kerzen bemessen müssen, und diese Luftmenge wird gleichzeitig die geringste sein, auf welche man die Gesamt-Luftzuführung auch in durchlässigem Boden unter Umständen einschränken kann. In diesem wird bei solcher Verminderung der Luftzuführung allerdings der Wasserspiegel nur wenig unter die Schneide des Senkkastens gesenkt sein, so daß die Sohle sehr naß und der Aufenthalt im Senkkasten ungesunder ist. Es besteht nämlich ein weiterer hygienischer Zweck, den das Entweichen von Luft unter dem Rande des Senkkastens bei durchlässigem Boden erfüllt, darin, daß dabei der Wasserspiegel unter die Schneide gesenkt wird, so daß der Boden der Sohle nur feucht, aber nicht wassergesättigt ist.

Um in verschieden durchlässigen Erdarten gleich tiefe Senkung des Wasserspiegels zu erzeugen, muß die Luftmenge V_1'', welche unter der Schneide in 1 Stunde austritt, sehr verschieden groß sein, und zwar um so größer, je durchlässiger der Boden ist. Die Größe des Koëffizienten w_1 in dem Ausdruck:

$$V_1'' = w_1\, U\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

schwankt daher in der Praxis zwischen 3. u 1.

Zu 3. Die Luftmenge V_1''' endlich, welche durch das Ausschleusen des Bodens und der Arbeiter verbraucht wird, ist nach Schmoll v. Eisenwerth nur $= 1\,\%$ der übrigen, kann daher bei größeren Senkkasten und durchlässigem Boden unbedenklich vernachlässigt werden.

Bei Senkkasten unter 30 qm Grundfläche kann man $V_1''' = 3\,S\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$ setzen, worin S die Anzahl der auf dem Senkkasten angebrachten Schleuen bedeutet, die bei so geringer Größe $= 1$ sein wird.

Nach dem vorstehend Mitgeteilten berechnet sich der praktisch notwendige, bezw. übliche Luftverbrauch bei Baugrund, der von Sand bis Kies wechselt, nach beendeter Trockenlegung (in cbm Luft von atmosphärischer Spannung) für 1 Stunde zu:

Tafel II. Arbeitsleistung und Luftmenge V, welche erforderlich sind, um in 1 Stunde einen Senkkasten trocken zu legen; Luftmenge V_1, welche in 1 Std. erforderlich ist, um in durchlässigem Boden die Sohle tiefer als die Schneide, und Luftmenge $V_1' + V_1'''$, welche genügt, um den Hohlraum bis nahe zur Schneide trocken zu erhalten, für Tiefen von 2,1 bis 30,7 m unter Wasser und Grundfläche der Senkkasten, wie unten angegeben, mit 2 Schachtrohren zu 1 m Durchmesser und 2 Schleusen. Der gesamte über Wasser liegende Hohlraum der Schleusen, Schachtrohrteile und der Luftleitung ist überall = 12,84 cbm angenommen.

Absol. Spannung der Luft in Atm.	Überdruck m Wassersäule	Grundfläche des Senkkastens = 30 qm							Grundfläche des Senkkastens = 60 qm							Grundfläche des Senkkastens = 90 qm						
		Sekundl. Arbeit in Pfdkr.				Luftmenge, cbm von atm. Spannung, welche die Pumpen in 1 Std. saugen müssen			Sekundl. Arbeit in Pfdkr.				Luftmenge, cbm von atm. Spannung, welche die Pumpen in 1 Std. saugen müssen			Sekundl. Arbeit in Pfdkr.				Luftmenge, cbm von atm. Spannung, welche die Pumpen in 1 Std. saugen müssen		
		Auf die Verdichtung der Luft mit Rücksicht auf alle Kraft- und Luftverluste	um das Wasser aus d. Schachtrohren und dem Senkkasten zu vertreiben: Arb. zum Verdrängen des Wassers	Größte Reibungsarbeit des Wassers beim Verlassen des Senkkastens	Gesamtarbeit	Trockenleg. des Senkkast. bei der Annahme von 50% Nutzeffekt; nach Form. IX.	Trockenhaltg. d. Senkkast. in durchläss. Boden $w_1 = 2$; nach Formel XI.	Senken d. Wasserspiegels bis zur Schneide $w_1 = 0$; nach Formel XIII.	Auf die Verdichtung der Luft mit Rücksicht auf alle Kraft- und Luftverluste	um das Wasser aus d. Schachtrohren und dem Senkkasten zu vertreiben: Arb. zum Verdrängen des Wassers	Größte Reibungsarbeit des Wassers beim Verlassen des Senkkastens	Gesamtarbeit	Trockenleg. des Senkkast. bei der Annahme von 50% Nutzeffekt; nach Form. IX.	Trockenhaltg. d. Senkkast. in durchläss. Boden $w_1 = 2$; nach Formel XI.	Senken d. Wasserspiegels bis zur Schneide $w_1 = 0$; nach Formel XIII.	Auf die Verdichtung der Luft mit Rücksicht auf alle Kraft- und Luftverluste	um das Wasser aus d. Schachtrohren und dem Senkkasten zu vertreiben: Arb. zum Verdrängen des Wassers	Größte Reibungsarbeit des Wassers beim Verlassen des Senkkastens	Gesamtarbeit	Trockenleg. des Senkkast. bei der Annahme von 50% Nutzeffekt; nach Form. IX.	Trockenhaltg. d. Senkkast. in durchläss. Boden $w_1 = 2$; nach Formel XI.	Senken d. Wasserspiegels bis zur Schneide $w_1 = 0$; nach Formel XIII.
$\frac{p}{p_0}$	H	Θ_1	Θ_2	Θ_3	$\Theta_1 + \Theta_2 + \Theta_3$	V [1])	V_1 [1])	$V_1' + V_1'''$	Θ_1	Θ_2	Θ_3	$\Theta_1 + \Theta_2 + \Theta_3$	V [1])	V_1 [1])	$V_1' + V_1'''$	Θ_1	Θ_2	Θ_3	$\Theta_1 + \Theta_2 + \Theta_3$	V [1])	V_1 [1])	$V_1' + V_1'''$
	m	P.S.	P.S.	P.S.	P.S.	cbm	cbm	cbm	P.S.	P.S.	P.S.	P.S.	cbm	cbm	cbm	P.S.	P.S.	P.S.	P.S.	cbm	cbm	cbm
1,2	2,1	1,33	0,3	0,4	2,03	150	147	96	2,66	0,5	0,9	4,06	294	200	132	3,42	0,8	1,3	5,52	438	275	182
1,4	4,1	2,85	0,7	0,4	3,95	185	171	112	5.32	1,5	0,9	6.72	355	238	154	7,60	2.1	1,3	11,00	523	322	213
1,6	6,2	4,94	1,2	0,5	6,64	221	196	128	8,74	2,4	0,9	12,04	421	267	176	12,54	3,5	1.4	17,44	672	337	243
1,8	8,3	7,63	1,7	0,5	9,88	257	220	144	12,92	3,4	1,0	17,82	488	300	198	18,24	5,2	1,4	24,84	704	413	271
2,0	10,3	10,26	2,8	0,5	13,06	292	245	160	17,48	4,4	1,0	22,88	558	334	220	24,70	6,5	1.4	32,60	798	459	304
2,2	12,4	13,49	2,9	0,6	16,99	328	269	176	22,61	5,5	1,0	29,11	631	369	242	31,73	8.0	1,4	41,13	895	503	334
2,4	14,4	17,10	3,5	0,6	21,20	363	294	192	28,50	6,5	1,0	36,00	705	400	264	39,52	9,5	1,5	50,52	993	551	364
2,6	16,4	21.09	4,0	0.6	25,69	399	318	207	34,58	7,5	1,1	43,18	782	434	286	47,88	11.0	1.5	60,38	1094	597	395
2,8	18,5	25,84	4.7	0,6	31,14	435	342	223	41,42	8,7	1,1	51,22	863	467	308	56,43	12,6	1,5	70,53	1198	643	426
3	20,7	30,78	5,4	0,7	36,88	471	367	239	49,02	9,9	1,2	60,12	948	500	380	67,07	14,4	1,6	83,07	1308	689	456
		G = rd. 30 qm, U = rd. 21,7 m, h = 2 m.							G = rd. 60 m, U = rd. 29 m, h = 2 m.							G = 90 qm, U = 39,7 m, h = 2 m.						

Anm. Bei Berechnung der Luftpumpen aus den notwendigen Luftmengen V, V_1 und $V_1' + V_1'''$ hat man nicht mehr nötig, auf den Nutzeffekt derselben Rücksicht zu nehmen, da hierauf bereits bei Bestimmung der Koëffizienten für die Werte von V Bedacht genommen ist. Man kann also als angesaugte Luftmenge, gute Bauart vorausgesetzt, einfach das Produkt aus Kolbenfläche, Hub und Anzahl der Hube rechnen. Die Gesamtarbeit zur Trockenlegung in 1 Stunde ist sehr hoch gerechnet. Bei sehr dichten Senkkasten und Schleusen usw. und guten Luftpumpen wird dieselbe erheblich geringer werden.

$$\text{XI.}\quad V_1 = V_1' + V_1'' = \left[0{,}17\,(G + 10\,U\,h) + 1 \text{ bis } 3\,U\right]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

für Senkkasten von mehr als etwa 30 qm Grundfläche, bei solchen von geringerer Größe aber zu:

$$\text{XIa.}\quad V_1 = V_1' + V_1'' + V_1''' = \left[0{,}17\,(G + 10\,U\,h) + 3\,S + 1 \text{ bis } 3\,U\right]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right).$$

Je durchlässiger der Baugrund, desto größer muß der Wert des veränderlichen Faktors von U angenommen werden. V_1 kann unter Umständen auf die Luftmenge vermindert werden, welche zur Verdünnung der durch die Beleuchtung und Atmung erzeugten schädlichen Gase erforderlich ist, die sich folgendermaßen bestimmt:

Die luftverderbenden Ausatmungsstoffe werden der in der Luft enthaltenen Kohlensäure-Menge proportional angenommen. Die frische Luft hat 0,0005 Raumteile Kohlensäure; verdorbene Zimmerluft soll höchstens 0,001, ausnahmsweise 0,0015 R.-T. enthalten. Ein erwachsener Mensch scheidet in 1 Stunde 0,020 cbm Kohlensäure aus; also ist der Bedarf an atmosphärischer Luft, welcher nötig ist, um eine Überschreitung des Kohlensäure-Gehaltes von 0,001 zu verhindern, für 1 Kopf und 1 Stunde $\frac{10000}{10} \cdot 0{,}02 = 20$ cbm. Nach Uterwedde sollen sogar 35 cbm atmosphärische Luft für 1 Kopf und Stunde erforderlich sein, wenn dieselbe 90 % Feuchtigkeit enthält, weil zur Verdünnung der Ausdünstungen 3,5 cbm trockene Luft gehören. Da nun die dem Senkkasten zugeführte verdichtete Luft in der Regel durch die Kühlungs-Einrichtungen mit Wasser nahezu gesättigt ist, und da außerdem die Lüftungs- und Gesundheitsverhältnisse für die Arbeiter in den Senkkasten ungünstige sind, so sei davon ausgegangen, daß der Kohlensäure-Gehalt $\frac{10}{10000}$ nicht übersteigen darf, daß also für jeden Kopf 20 cbm atmosphärische Luft in 1 Stunde zugeführt werden muß.

Die nachstehende Tafel III gibt die Kohlensäure-Mengen an, welche durch das Atmen eines Menschen, sowie durch das Brennen von Flammen verschiedener Art bei dem angegebenen Brennstoff-Verbrauch erzeugt werden, und die zur Verdünnung dieser Kohlensäure in 1 Stunde erforderliche Luftmenge von atmosphärischer Spannung.

Tafel III.

Nr.	Bezeichnung	Stündlicher Verbrauch an Brennstoff		Lichtstärke	Stündlich erzeugte Kohlensäure	Stündl. zuzuführende Luftmenge atm. Spannung
		Gramm	Liter		Liter	cbm $a =$
1	1 erwachsener Mensch	—	—	—	20	20
2	1 Stearinkerze	20,7	—	1	11,3	11
3	1 Oellampe	22,4	0,025	4	31.2	31
4	1 Petroleum-Spaltbrenner	35,5	0,045	10	56,8	57
5	1 do. Rundbrenner	50,5	0,064	7.6	61.6	62
6	1 Leuchtgas-Schnittbrenner	—	140	7,8	92,8	93
7	1 do. Flachbrenner	—	127	10	86,0	86

Die letzte Spalte gibt die Luftmenge an, welche bei Atmung bezw. Verbrennung in gewöhnlicher atmosphärischer Spannung zur Verdünnung der erzeugten Kohlensäure notwendig ist. In verdichteter Luft ist aber die Verbrennung in den Lungen und an Flammen eine lebhaftere. Es werden also dieselben Kerzen, welche an der freien Atmosphäre nach Spalte 1 nur 20,7 g Stearin in 1 Stunde verbrennen, im Senkkasten mehr verbrennen. Und zwar steht der Mehrverbrauch im Verhältnisse zum Luft-

druck, bezw. der Wassertiefe H. Ebenso erzeugen die Arbeiter mehr Kohlensäure, weil sie mehr Sauerstoff einatmen. Die lebhaftere Verbrennung in den Lungen gibt sich namentlich durch starkes Schwitzen trotz verhältnismäßig niedriger Temperatur im Senkkasten zu erkennen.

Der Ingenieur Bolzano hat Luft aus dem Senkkasten untersucht und die Ergebnisse in der Zeitschr. des bayer. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1874 S. 2 mitgeteilt. Soweit dieselben für den vorliegenden Zweck notwendig sind, folgen sie hier:

Tafel IV.

Nr.	Verhältnis von Sauerstoff zu Stickstoff in der Senkkastenluft in %		Kohlens.-Geh. der Luft im Senkkasten, in Raumteilen	Wassergehalt in 1 cbm verdichteter Luft	Luftlieferung in cbm für 1 Stunde; atm. Spannung	Überdruck im Senkkasten in Atm.	Bodenart
	Sauerstoff	Stickstoff		g			
1	20,913	79,087	$\frac{8,4}{10000}$	7,0	582	0,8	Kies
2	20,824	79,175	$\frac{11}{10000}$	11,0	578	0,9	Ton
3	20,566	79,434	$\frac{11}{10000}$	42	677	1,15	Ton

Der betreffende Senkkasten hatte rund 68 qm Grundfläche, und es arbeiteten in demselben 15 Arbeiter bei Beleuchtung mit 8 Stearinkerzen. Auch im Ton entwich stets Luft unter der Schneide des Senkkastens. Bolzano beobachtete im Ton eine größere Sauerstoff-Abnahme als im Kies, welche er auf teilweise Oxydation des sehr eisenoxydulhaltigen blauen Tones schreiben zu müssen glaubt. Sieht man zunächst von diesem Umstande ab, so entspricht die Analyse der Luft aus dem im Kies stehenden Senkkasten unter Berücksichtigung aller von Bolzano mitgeteilten Umstände einem Ausdruck:

$$\text{XII.}\quad V_2 = (\alpha A + \alpha' K)\left(1 + \frac{0,42\,H}{10,33}\right),$$

worin H wieder die Wassertiefe, A die Zahl der im Senkkasten arbeitenden Leute, K die Zahl der brennenden Flammen, α die für 1 Kopf und Stunde nötige Menge Luft von atmosphärischer Spannung, α' die für die Flamme notwendige Luftmenge bedeutet.

Die Werte von α und α' sind in der letzten Spalte der Tafel III enthalten. α ist = 20 cbm und α' für Kerzen, die in der Atmosphäre stündlich 20,7 g Stearin verbrennen = 11 cbm usw. Für Normal-Stearinkerzen lautet der Ausdruck also:

$$V_2 = (20\,A + 11\,K)\left(1 + \frac{0,42\,H}{10,33}\right).$$

V_2 ist dann die Luftmenge von atmosphärischer Spannung, welche in den Senkkasten in 1 Stunde eingeführt werden muß, damit der Kohlensäuregehalt nicht mehr als 0,001 betrage.

In Tonboden wird — die Annahme von Bolzano als richtig vorausgesetzt — die Oxydation des Bodens proportional der der Luft ausgesetzten Bodenfläche, d. i. der Grundfläche G des Senkkastens sein. Den beiden unter solchen Verhältnissen vorgenommenen Luftanalysen wird es ungefähr entsprechen, wenn man für Ton setzt:

$$\text{XIIa.}\quad V_2 = (\alpha A + \alpha' K + G)\left(1 + \frac{0,42\,H}{10,33}\right),$$

oder für Normal-Stearinkerzen: $V_2 = (20\,A + 11\,K + G)\left(1 + \frac{0,42\,H}{10,33}\right)$.

In Wirklichkeit wird allerdings der Kohlensäuregehalt sehr oft größer werden als 0,001, so namentlich, wenn Senkkasten ausgemauert werden, gegen Schluß dieser Arbeit, wo der sehr beengte Raum mit Leuten stark besetzt ist. An der Hand der mitgeteilten Tafel III. und der Formeln wird man aber in der Lage sein, sich über die ungefähre Beschaffenheit der Luft Rechenschaft zu geben. Man sollte mit der zugeführten Luftmenge nicht weit unter die Werte V_2 hinabgehen, welche Formeln XII. bezw. XIIa. liefern. Diese Formeln zeigen, daß ein großer Teil der Verschlechterung der Luft durch die Beleuchtung herbeigeführt wird.

Will man also an Luft sparen, so muß man die Beleuchtung so einrichten, daß die Verbrennungsgase nicht in den Senkkastenraum gelangen, sondern unmittelbar ins Freie ausströmen, oder daß überhaupt keine Verbrennungsgase entstehen, wie bei elektrischer Beleuchtung (vergl. hierüber an weiterhin folgender Stelle). Dann fällt aus den Formeln XII. und XIIa. das Glied $\alpha' K$ fort. Der durch solche Anordnung erzielte Vorteil wird um so augenfälliger, je geringer die Luftmenge ist, welche aus anderen Gründen dem Senkkasten zugeführt werden muß und welche in den Formeln XI. und XIa. angegeben wurde, also namentlich bei kleinen Senkkasten in Sandboden, sowie überhaupt bei allen Senkkasten, die in undurchlässigem Ton- oder Lehmboden versenkt werden. Bei letzterem kann nämlich, unbeschadet der Trockenheit des Bodens im Senkkasten, der Luftaustritt unter der Schneide hindurch sehr eingeschränkt bezw. ganz verhindert werden, so daß $V_1'' = 0$ wird. Dann ist V_1 nur noch $= V_1' + V_1'''$; d. h. es sind nur die Verluste zu ersetzen, welche durch Undichtigkeiten und durch das Ausschleusen entstehen. Man erhält alsdann:

$$V_1 = V_1' + V_1''' = 1{,}01 \cdot 0{,}17\,(G + 10\,U\,h)\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

bei großen Senkkasten, oder dafür:

$$\text{XIII.}\quad V_1 = 0{,}172\,(G + U\,h)\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right),$$

wenn für das Ausschleusen einfach 1 % zugeschlagen ist, bei kleinen dagegen, wo: $V_1''' = 3\,S\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$:

$$\text{XIIIa.}\quad V_1 = \left[0{,}17\,(G + 10\,U\,h) + 3\,S\right]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right).$$

Diese Formeln geben auch die Luftmenge an, welche die Reserve-Maschinen in 1 Stunde anzusaugen imstande sein müssen.

In Tafel II S. 436 sind zum Vergleich mit der zur Trockenlegung von Senkkasten erforderlichen Luftmenge für 3 verschieden große Senkkasten und Tiefen von 2,1 bis 20,7 m unter Wasser aus Formel XI. und XIII. die Werte der Luftmengen $V_1 = V_1' + V_1''$ bezw. $V_1 = V_1' + V_1'''$ berechnet. Der Koëffizient von U in Formel XI. ist dabei = 2 angenommen. Man ersieht aus der Tafel, daß die Formel IX. überall die größten Werte liefert und daß der Unterschied, wie dies auch naturgemäß ist, mit der Größe der Senkkasten zunimmt. Zur Berechnung der Größe der Luftpumpe wird also die Luftmenge, welche Formel IX. ergibt, stets sehr reichlich bemessen sein, um so reichlicher, je größer die Senkkasten sind, vorausgesetzt, daß nicht Formel XII. aus hygienischen Rücksichten einen größeren Wert verlangt.

Bei großen Senkkasten wird man sich daher auch mit kleineren Luftpumpen begnügen können, die in 1 Stunde etwa eine Luftmenge $= \frac{V + V_1}{2}$ (Formel IX. und XI.) liefern, oder nur V_1 (Formel XI).

Für hölzerne Senkkasten behalten auch die letzten Formeln ihre Gültigkeit; bei gemauerten aber ist eine Änderung der Fassung notwendig, weil bei diesen kein Unterschied zwischen Decke und Wänden zu machen ist.

Es muß für diese anstatt des Gliedes 0,17 $(G + 5\,U h)$ ein Glied von der Form $w' F$ eingeführt werden, in welchem w' wieder einen Erfahrungs-Koëffizienten und F die ganze innere Wandfläche des Hohlraumes bis zum eisernen Schachtrohre bedeutet.

Nach den Mitteilungen Gärtners[1]) über den Luftverbrauch bei der Gründung der gemauerten Senkkasten für die Pfeiler der Lauenburger Elbebrücke ergibt sich, daß bei denselben nicht mehr Luft verbraucht worden ist, als eiserne von derselben Größe erfordert haben würden, während die gemauerten von Marmande, welche innen mit Putz versehen waren, sogar bedeutend weniger verbrauchten als die gleichfalls dort verwendeten eisernen.

Den Erfahrungskoëffizienten w' kann man $= 0{,}67$ setzen, so daß der Luftverbrauch, wenn der Wasserspiegel in Sandboden tiefer als die Schneide gesenkt werden soll, bei großen gemauerten Senkkasten oder solchen aus Beton und Eisenbeton entsprechend Formel XI. lautet:

$$\text{XIV.}\quad V_1 = V_1' + V_1'' = \Big[0{,}67\,F + 1 \text{ bis } 3\,U\Big]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right),$$

und bei kleinen Senkkasten unter besonderer Berücksichtigung der durch Ausschleusen entstehenden Verluste, entsprechend Formel XIa.:

$$\text{XIVa.}\quad V_1 = V_1' + V_1'' + V_1''' = (0{,}67\,F + 3\,S + 1 \text{ bis } 3\,U)\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right).$$

Und endlich, wenn der Wasserspiegel nur bis nahe zur Schneide gesenkt werden soll, so daß unter dieser keine Luft entweicht (in Ton- und Lehmboden), bei großen Senkkasten entsprechend Formel XII.:

$$\text{XV.}\quad V_1 = V_1' + V_1''' = 0{,}68\,F\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right),$$

und bei kleinen Senkkasten entsprechend Formel XIIa.:

$$\text{XVa.}\quad V_1 = V_1' + V_1''' = (0{,}67\,F + 3\,S)\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right).$$

Stets soll man bei niederem und mittlerem Luftdruck aber die aus den Formeln berechneten Luftmengen mit den für das Atmen mindestens erforderlichen vergleichen.

Die Formeln XV. und XVa. geben wieder die Luftmenge, welche von den Reserve-Maschinen stündlich mindestens geliefert werden muß, wenn die Hauptmaschinen versagen.

In den vorstehend entwickelten Formeln ist von den Druckverlusten, welche in langen Rohrleitungen entstehen, nicht besonders die Rede gewesen. Dieselben sind durch die zum Teil (namentlich bei Formel IX.) recht reichlich bemessenen allgemeinen Koëffizienten mit gedeckt. In der Regel läßt man dieselben auch unbeachtet, da sie nur 2 bis 3 % betragen. Nur in Ausnahmefällen wird es von Interesse sein, sie berechnen zu können, und hierfür seien die von Schmidt nach den Versuchen von E. Stockalper, Oberingenieur bei dem Bau des Gotthardt-Tunnels, der von Darcy aufgestellten nachgebildeten Formeln gegeben.[2])

Es beträgt der Spannungsverlust verdichteter Luft in Atm. z:

$$\text{XVI.}\quad z = \frac{76}{10^{10}}\,\frac{l}{d}\,\delta\left(1 + \frac{1}{d}\right)u^2,$$

l = Länge, d = Durchmesser der Leitung (^{m}), δ = Gewicht von 1 cbm der verdichteten Luft. Und zwar ist:

$$\delta = \frac{10334\,p}{1 + 0{,}00367\,t}, \text{ worin } p = \text{mittlere Spannung der Luft, also:}$$

---

[1]) Zeitschr. des österr. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1879 Bd. XXXI. S. 41.

[2]) Polyt. Journal. Bd. 238. S. 441.

$p = \frac{p_1 + p_2}{2}$, wenn p_1 die Spannung am Anfang, p_2 die Spannung am Ende der Leitung (also $z = p_1 - p_2$) und t = mittlere Temperatur der Luft bedeutet.

$u = \frac{V}{\frac{1}{4}\pi d^2}$ = Geschwindigkeit der strömenden Luft (m), worin:

$V = \frac{V_0}{p}(1 + 0{,}00367\,t)$. V_0 = die in 1 Sekunde durch die Rohre strömende Luftmenge in cbm, umgerechnet auf atmosphärische Spannung, also etwa 1,05 von dem Volumen, welches die Luftpumpe in 1 Sekunde angibt (5% Verluste gerechnet).

Die betr. Formel ist für gußeiserne Rohre ermittelt. Für schmiedeiserne wird z möglicherweise etwas kleiner werden, weil diese glattwandiger sind.

b. Konstruktion der Luftverdichtungsmaschinen (Luftpressen, Kompressoren).

Literatur.

Zentralbl. d. Bauv. 1890 S. 544; Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinen-Wesen 1888 S. 281. — Über trockene Schieber-Kompressoren: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885 S. 929. — Über Luftpressen, eine Arbeit von H. Hagens: ebenda 1878. Es werden Rotations-Steuerungen empfohlen. — Über die mehrstufige Kompression und Expansion der Luft von Ludwig: ebenda 1891 S. 1898. — Beschreibungen und Zeichnungen s. in M. A. Pernolet: L'air comprimé et ses applications. Paris, Dunod. — A. Riedler. Gesteins-Bohrmaschinen und Luft-Kompressions-Maschinen. — Verschiedene nasse Luftpressen werden beschrieben in Le génie civ. 1895 Nr. 681 S. 129. Verschiedene trockene ebenda S. 181. — Neuere Kompressoren und Gebläse-Maschinen: Dingl. polyt. Journ. 1897 Bd. 305 S. 6, 28. — A new system of valves for steam engines, air engines and compressors. Zwangläufige Ventile: Eng. news 1899 Bd. 41 S. 884. — Luftkompressor System Benn: Revue ind. 1905 März, S. 86. — Luftkompressor Pokorny & Wittekind: Revue ind. 1905 Jan., S. 14.

1. Einteilung.

Man unterscheidet nasse und trockene Luftpressen. Unter ersteren versteht man diejenigen, bei denen ein Kolben in einem Zylinder sich hin und her bewegt, dessen Hohlräume mit Wasser angefüllt sind, welches bei den Kolbenbewegungen hin- und hergeschoben wird. Die Vorzüge dieser Einrichtung bestehen in dem dichten Abschluß durch das Wasser, sowie darin, daß die schädlichen Räume ganz vermieden werden, daß durch das Wasser im Zylinder eine gute Kühlung der Luft erreicht wird und daß die stets gekühlten Stopfbüchsen- und Kolbendichtungen sowie die Ventile sich gut halten. Diesen Vorteilen stehen als Nachteile gegenüber: daß infolge der Wasserfüllung die Maschinen nur mit geringer Geschwindigkeit arbeiten können, die Maschinen daher größer ausfallen müssen als sogen. trockene Luftpressen. Außerdem verlangt die geringe Geschwindigkeit des Luftkolbens eine Räderumsetzung, wenn der Dampfkolben mit vorteilhafter Geschwindigkeit arbeiten soll. Endlich liegen die Druckventile in der Regel weniger bequem zugänglich als bei trockenen Luftpressen. Diese Nachteile, namentlich die unbequeme Größe und die bedeutend höheren Anschaffungskosten, machen die nassen Luftpressen für Gründungen so wenig empfehlenswert, daß auf eine Beschreibung der betr. Konstruktionen hier verzichtet werden darf.

Die sogen. trockenen Luftpressen zerfallen wieder in solche, bei denen die durch die Verdichtung erhitzte Luft durch Einspritzen von Wasser in den Zylinder gekühlt wird, und in trockene im engeren Sinne, bei denen die Luft überhaupt nicht in unmittelbare Berührung mit dem Kühlwasser tritt, bei denen dieses nur den Zylinder umgibt, bisweilen auch die hohle Kolbenstange und den hohlen Kolben durchströmt.

2. Beschreibung einiger Luftpressen.

Die Fig. 860 zeigt einen Luftpressen - Zylinder mit Wassereinspritzung von Dubois François. Diese Pumpen sind doppelt wirkend, und

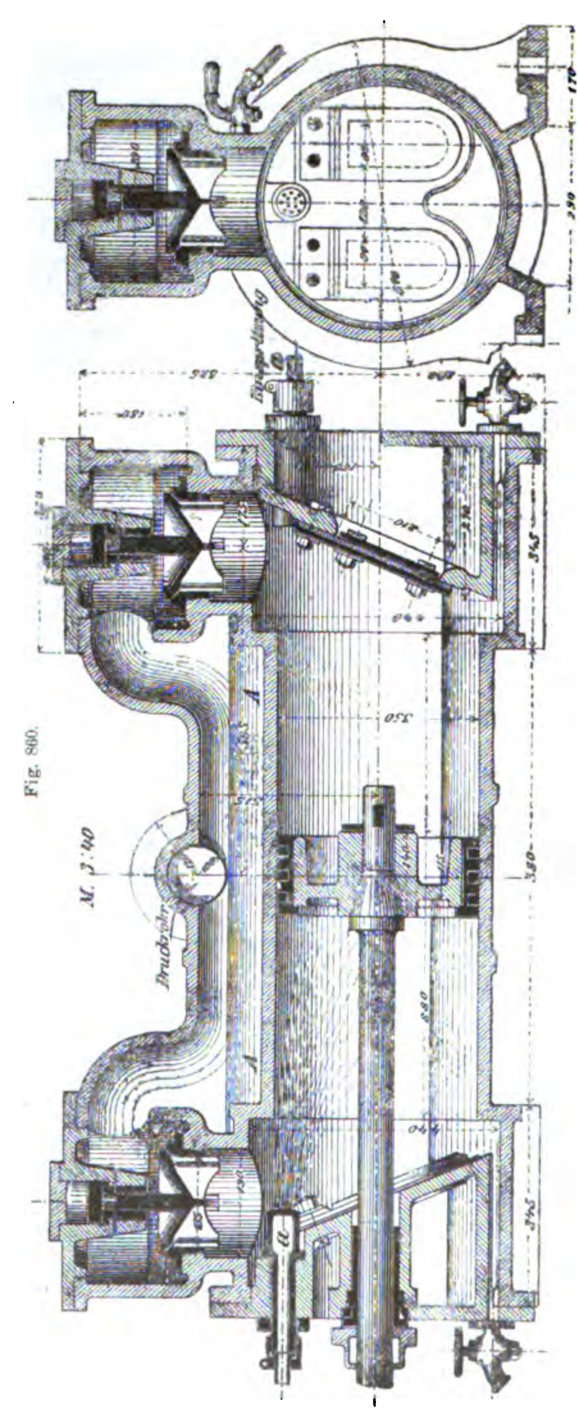


Fig. 860. M. 1:40

der Kolben des Luftzylinders und der des Dampfzylinders sitzen auf einer Kolbenstange und haben beide denselben Durchmesser. Die Saugventile sind Lederklappen, die Druckventile aus Metall hergestellt. Das Kühlwasser wird durch die Hülsen *a*, welche in den beiden Zylinderdeckeln angebracht sind, eingesaugt und tritt durch die brausenkopfartig durchlöcherten Enden dieser Hülsen in dünnen, sich büschelförmig ausbreitenden Strahlen ein. Dabei bleibt die Wassermenge im Zylinder stets eine beschränkte, weil beim Öffnen der Saugventile das Wasser bis zur Unterkante derselben abfließt. Die Höhenlage dieser Ventile ist nun so gewählt, daß das im Zylinder zurückbleibende Wasser genügt, um die toten Räume bis zum Druckventil auszufüllen.

Diese Maschinen gestatten der geringeren Wassermenge wegen eine bedeutend größere Kolbengeschwindigkeit (bis $1{,}5^{m}$) als die nassen Luftpressen, fallen infolgedessen leichter aus und sind billiger in der Anschaffung.

Die dargestellte Maschine hat 350^{mm} Zylinderdurchmesser, 750^{mm} Hub und macht bei normalem Gange 35 $^{Doppelhube}/_{1\ Min}$, wobei die durch 2 Druck-Zylinder gelieferte Luftmenge $40\ ^{cbm}/_{1\ Std.}$ von 5 Atm. Pressung (4 Atm. Überdruck) beträgt. Der Preis der Maschine wird zu 12 800 M. (16 000 Fr.) ab Seraing angegeben, wofür sie jedenfalls auch

in deutschen Fabriken zu bauen sein wird. Die Maschinen haben sich auf belgischen und französischen Gruben sehr gut bewährt.

Den Mitteilungen von Riedler (s. Literatur-Verz.) seien die nachstehenden (von Dubois-François gegebenen) Tabellen, welche sich auf eine Maschine von der dargestellten Größe beziehen, entnommen:

I.

Geschwindigkeit		Zylinder-Inhalt, um 1 cbm Luft von 4 Atm. Spannung zu liefern	Verhältnis zw. Zylinder-Inhalt (1) und Inhalt der wirkl. angesaugten Luftmenge
Kolbengeschw. m/Sek.	Kolbenspiele in 1 Min.	cbm	
0,4	10	5,820	0.94
0,8	20	5,430	0,92
1,0	25	5,550	0,90
1.2	30	5,814	0.86
1,4	35	6,410	0.78

II.

Pressung in Atm. effektiv	Zylinder-Inh., um 1 cbm verdichtete Luft zu liefern	Arbeit des Pressenkolbens, um 1 cbm Luft zu verdichten, auf atm. Temp. bezogen		Arbeitsverlust durch Erhitzung der Luft während der Verdichtung in	
	cbm	Nach aufgenommenen Diagrammen	Nach Mariotte's Gesetz berechnet	mkg	%
1,0	2,325	17,860	15,912	1,948	10
2.0	3,468	44,550	37,829	6,721	15
3,0	4,651	76,800	63,646	13,154	17
4,0	5,814	113,510	92,364	21,146	18,5
5,0	6.975	153.896	123,393	30,502	19,5

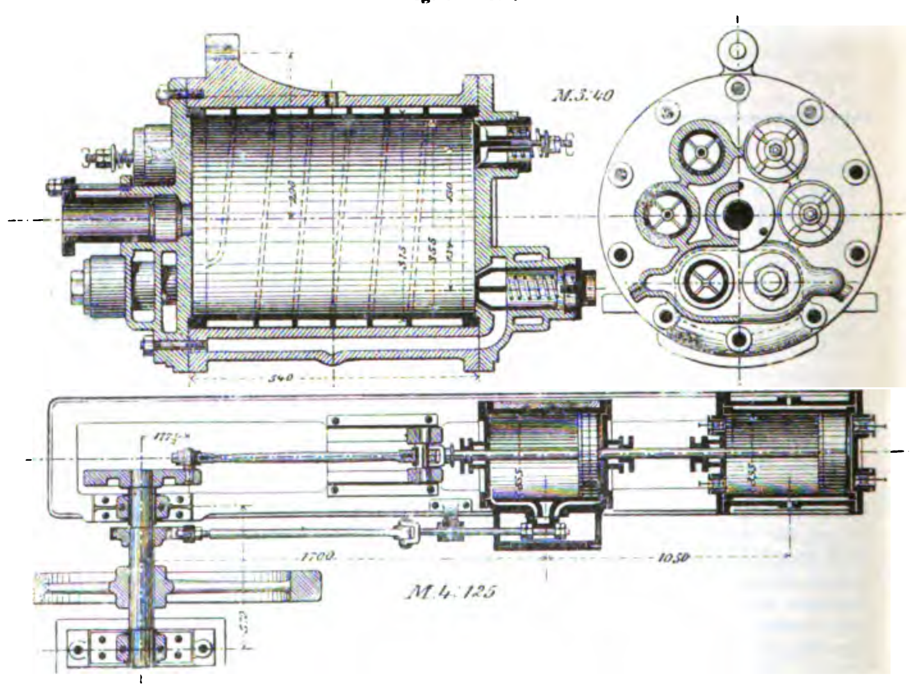
Die Arbeitsverluste infolge der Erhitzung steigen also anfänglich mit zunehmendem Drucke rasch, später aber langsam.

Die trockenen Luftpressen im engeren Sinne bieten den großen Vorteil, daß die Kolbengeschwindigkeit bei ihnen sehr groß sein kann, wodurch die Leistungsfähigkeit sehr gesteigert, bez. bei gleicher Leistungsfähigkeit die Größe der Maschine sehr vermindert wird. Sie eignen sich daher für Gründungen ganz besonders, da hier geringe Anschaffungskosten und möglichst bequeme Form wesentlich in Betracht kommen. Die schädlichen Räume müssen tunlichst klein gehalten werden, weshalb man die Kolben bis auf 1 bis 2 mm an die Deckel herantreten läßt. Damit man auf diesen geringen Spielraum genau einstellen könne, sind die Kolben in der Regel auf den Kolbenstangen verschiebbar angebracht. Um das Verhältnis des schädlichen Raumes zum Zylinderinhalt noch mehr herabzudrücken, gibt man den Kolben sehr großen Hub: bis zum Dreifachen des Durchmessers. Wegen des schnellen Ganges müssen ferner die Saugventile sich möglichst schnell öffnen und schließen. Man macht dieselben zu diesem Zwecke möglichst groß, gibt ihnen aber nur wenige Millimeter Hub.

Eine zweckmäßige Ausführung, bei der namentlich die Ventile leicht zugänglich sind, zeigen die Fig. 861—863; diese Maschine ist nach dem Waring'schen Systeme von Allison und Barnau zu Philadelphia ausgestellt gewesen. Jeder Zylinder-Deckel enthält 4 Saug- und 2 Druckventile, erstere von 70, letztere von 76 mm Durchmesser. Dieselben bestehen sämtlich aus Rotguß, haben nur 4 mm breite Sitzflächen und werden durch Spiralfedern zum schnellen Schluß gebracht. Die Saugventile können samt den aus gleichem Metalle bestehenden Sitzen leicht ausgewechselt werden, da sie einfach eingeschraubt sind. Ebenso bequem sind die Druckventile zugänglich, welche ihren Sitz ohne Futter unmittelbar in dem gußeisernen Zylinderdeckel haben. Bei letzteren würde es allerdings noch bequemer sein, wenn beide zu einem Zylinderdeckel gehörende, unter

einem gemeinsamen, ebenso leicht losnehmbaren Verschlusse lägen, oder wenn statt der zwei kleinen ein größeres Druckventil angeordnet wäre. Bei der jetzigen Einrichtuug wird man, wenn eines der beiden Ventile den Dienst versagt, vielleicht erst das unrichtige offenlegen und dadurch Zeitverluste im Betriebe erleiden. Der innere Zylinder besteht aus Rotguß, welches größere Leitungsfähigkeit für die Wärme und größere Festigkeit als Gußeisen besitzt. Der Zylinder kann daher viel dünnwandiger hergestellt werden, so daß die Kühlung durch das denselben umfließende Wasser eine ausgiebigere ist. Das Kühlwasser tritt in der Mitte des Zylinders ein, umfließt denselben in schraubenförmigen Kanälen, welche durch Rippen an dem inneren Zylinder gebildet sind, und tritt bei den Druckventilen

Fig. 861—863.

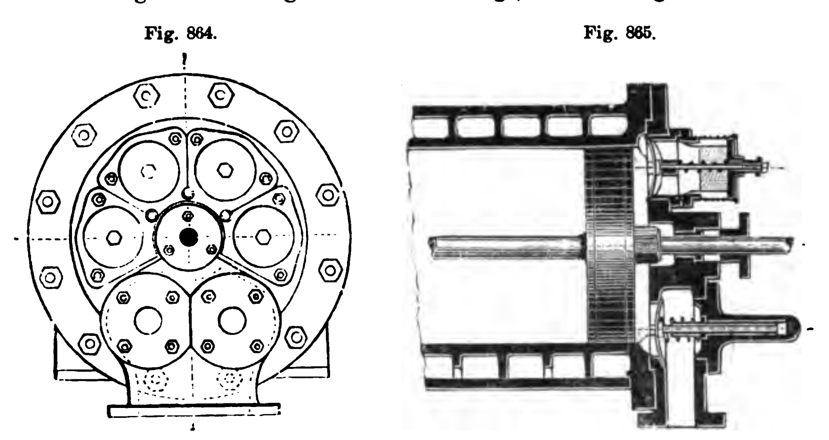


wieder aus. Die dargestellte Maschine ist eine einzylindrige; die Firma fertigt auch zweizylindrige nach derselben Bauart mit wesentlich größerem Hube.

Ähnlich sind die Luftpressen, Fig. 864, 865, welche von der Firma Menck & Hambrock in Ottensen bei Altona gebaut werden. Die Ventile bestehen hier aus gewelltem Stahlblech mit Stahlspindeln, und sind infolge der großen Festigkeit dieses Materiales sehr leicht, so daß sie durch leichte Spiralfedern schnell gegen ihre Sitze gezogen werden, und sich anderseits leicht öffnen, sobald der Kolben zu saugen beginnt. Die Saugventile sind gegen das Eindringen von Staub und dergl. gut geschützt und einzeln herausnehmbar, allerdings nicht ganz so schnell, wie bei der vorigen Konstruktion, bei der für jedes Ventil nur eine Umdrehung der Schrauben zu machen ist. Auch die beiden Druckventile jedes Zylinderdeckels möchten besser unter einem gemeinsamen, noch leichter abzuhebenden Deckel liegen. Besonders zweckmäßig ist der Kühlmantel eingerichtet. Das Wasser tritt

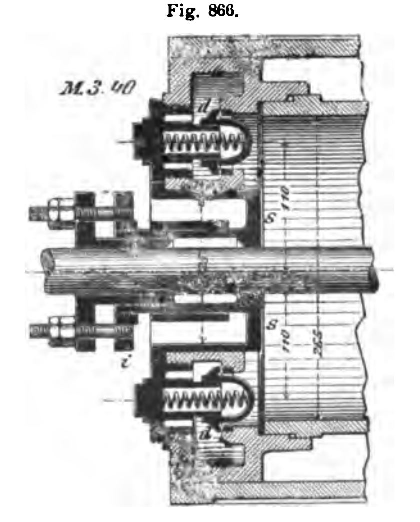
an beiden Deckeln ein, umfließt die innere Zylinderwand in Schraubengängen und verläßt den Mantel in der Mitte des Zylinders durch ein gemeinsames Abflußrohr. Sämtliche Schraubengänge der Kühlung sind oben offen und werden durch einen gemeinsamen Deckel geschlossen. Man kann dieselben also von dem Schlamme, den das Kühlwasser absetzt, und der die Wirkung der Kühlung sehr beeinträchtigt, leicht reinigen.

Fig. 864. Fig. 865.



Von anderen Firmen, welche für Luftdruck-Gründungen bereits Pressen lieferten, seien die Sudenburger Maschinenfabrik zu Sudenburg bei Magdeburg, die Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft Vulkan in Stettin, Gebrüder Benckiser in Pforzheim und Klein, Schanzlin & Becker in Frankenthal i. d. Rheinpfalz genannt.

Fig. 866.



An den Maschinen von Sturgeon, Fig. 866, ist besonders die sinnreiche Einrichtung der Saugventile hervorzuheben, welche durch ihre teils selbsttätige, teils gezwungene Bewegung eine sehr große Kolbengeschwindigkeit zulassen (150 bis 200 Umdrehungen in 1 Minute). Sie bilden nämlich gleichzeitig die Stopfbüchsen für die Kolbenstange. Die Reibung der Stopfbüchsen-Packung zwingt daher das Saugventil *s*, bei jedem Hubwechsel an der Kolbenbewegung teilzunehmen, sich also sofort bei beginnendem Hube zu öffnen und bei Umkehrung des Hubes nach kurzer Bewegung des Kolbens zu schließen. Die Begrenzung des Hubes der Saugventile ist durch einen um den Hals der Stopfbüchse gelegten Ring erreicht. Diese Einrichtung ermöglicht das sofortige Einströmen der atm. Luft in den Zylinder schon bei Beginn des Hubes, während bei gewöhnlichen Ventilen ein Öffnen derselben erst eintritt, nachdem die in dem schädlichen Raume befindliche verdichtete Luft sich wieder zu einfacher atmosphärischer Spannung und noch darüber hinaus ausgedehnt hat, so daß der äußere atmosphärische Druck das Ventil öffnet.

Die Sturgeon'sche Anordnung bietet mithin den Vorteil, auch bei großen Kolbengeschwindigkeiten schon beim Beginn des Hubes einen genügenden Saugquerschnitt offen zu liefern, so daß das Ansaugen der Luft weniger Arbeit erfordert und der Zylinder auch bei sehr großer Kolbengeschwindigkeit sich sehr gut füllen kann.

Die Druckventile, 8 bis 10 an der Zahl, sind um das Saugventil herum am Zylinderdeckel im Kreise angebracht. Infolge ihres großen Gesamt-Querschnittes ist die Reibung der Luft in denselben auch bei großer Kolbengeschwindigkeit nur eine geringe. Die Kühlung geschieht, wie bei der vorigen Maschine, nur von außen durch beständige Umspülung mit frischem Wasser. Jedes einzelne Druckventil ist durch Abschrauben des Deckels leicht zugänglich. Es ist aber hier infolge der größeren Anzahl der Ventile das Auffinden eines undichten erheblich erschwert, ein Übelstand, der infolge der zentralen Lage des Saugventiles, welche für die Druckventile eine solche längs des ganzen Umfanges bedingt, schwer zu beheben ist. Außerdem bringt die Anordnung des Saugventiles, so sinnreich dieselbe sonst ist, den Übelstand mit sich, daß man dieses nicht nachsehen kann, ohne die Maschine zum Stillstand zu bringen. Das nach dem Kreuzkopfe zu gelegene Ventil kann man sogar erst herausnehmen, wenn man die Kolbenstange gelöst hat. Es sind das 2 Übelstände, welche bei Gründungen sehr ins Gewicht fallen, da bei ihnen jede längere Pause in der Luftzuführung weit störender als bei jedem anderen Betriebe mit Luftdruck ist.

Verfasser gibt daher freiliegenden Saugventilen den Vorzug. Um eine recht große Kolbengeschwindigkeit anwenden zu können, wäre es allerdings erwünscht, die Saugventile beim Beginn des Kolbenhubes sofort durch eine besondere Vorrichtung öffnen zu lassen.

Damit die Druckventile nachgesehen werden können, ohne daß die Maschine angehalten zu werden braucht, sei eine Einrichtung empfohlen, die Verf. an den Luftpumpen bei der Gründung der Alexanderbrücke in St. Petersburg einführte und die darin besteht, daß in die Luftkanäle, welche von den Druckventilen jeder Zylinderseite zu demjenigen Luftrohre führen, welches schließlich die gepreßte Luft beider Zylinderseiten aufnimmt, Absperr-Ventile eingeschaltet werden (also z. B. bei den Punkten *A* in Fig. 860 S. 442). Schließt man eines dieser Ventile, nachdem man vorher die Saugventile derselben Seite herausgenommen oder wenigstens dauernd geöffnet hat, so daß die vom Kolben eingesaugte Luft durch sie wieder entweichen kann, so ist man imstande, das Druckventil herauszunehmen und auszubessern, während der Zylinder einseitig weiter arbeitet. Bei etwas gesteigerter Geschwindigkeit kann man für kürzere Zeit den Betrieb unterhalten, ohne die Reserve-Maschine anzulassen. —

Die neueren Vervollkommnungen der Luftpressen bestehen namentlich in der Anwendung gesteuerter Ventile und Klappen und der mehrstufigen Kompression, sowie in der möglichsten Einschränkung des schädlichen Raumes und der Herstellung eines möglichst geräuschlosen, stoßfreien Ganges.

So hat Prof. Riedler für die Druckluft-Anlage zu Paris einen Cockerill-Kompressor nach obigen Gesichtspunkten umgebaut. Bei der hier angewendeten zweistufigen Kompression wird die Luft möglichst kalt von außerhalb des Maschinenraumes gesaugt, auf etwa 2 Atmosphären verdichtet, in einen Zwischenbehälter gedrückt, hier durch Wassereinspritzung vollständig auf die ursprüngliche Temperatur abgekühlt, aus dem Behälter durch den zweiten Zylinder gesaugt und nun auf 6 Atmosphären verdichtet. Die Ventile sind Gummiklappen besonderer Art und zwangläufig gesteuert. Der Ventilverlust soll vollständig vermieden sein.

Diese Anordnungen wirkten nach Riedler (Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1891 S. 113) so günstig, daß der umgebaute Kompressor mit 1 Dampfpferdekraft in 1 Stunde rd. 10,4 ^{cbm} angesaugte Luft auf 6 Atm. Enddruck verdichtet, während der Cockerill-Kompressor nur rd. 8,4 und die Sturgeon-

Kompressoren (Fig. 866) nur 7,6 cbm verdichteten. Gegen die letzteren würde der Kompressor von Riedler also 30 % mehr leisten.

Die mehrstufige Kompression würde bei Luftdruck-Gründungen, bei denen der Verdichtungsgrad wechselt, allerdings nur schwer verwendbar sein (allenfalls noch bei besonders tiefen und großen Gründungen), jedoch werden auch die anderen erwähnten Neuerungen bereits Vorteile gewähren.

Eine eigenartige Anordnung zeigt die Luftpresse der amerikanischen Ingersoll Sergeant Manufacturing Co. (Fig. 867 u. 868).

Die Luft tritt durch die hohle Stange *E* in das Innere *J* des hohlen Kolbens und gelangt von hier durch die Ringventile *G* und G_1 in die beiden Zylinderseiten. Die Ringventile *G* (Fig. 868) haben je 6 längliche Nuten zur Aufnahme von Stiften, die den Hub begrenzen. *H* und H_1 sind die Druckventile, durch welche die Preßluft nach der Rohrleitung *F* entweicht. J_0 und J_1 sind Räume für das Kühlwasser. Als Vorzüge dieser Konstruktion werden gerühmt: 1. daß die Zylinder auch an den Stirnseiten ausgiebig gekühlt werden können. In den Endstellungen der Kolben ist die Luft am heißesten und somit die Kühlung, an welcher die Zylinderwände dann nicht mehr wesentlich beteiligt sind, am wirksamsten. 2. Daß die Ringventile bei dem Rückgange des Kolbens infolge des Beharrungsvermögens sich schnell, aber sanft öffnen, 3. daß der Hub der Ventile infolge der großen Öffnung nur sehr gering zu sein braucht, 4. daß mittels eines über das Rohr *E* gestülpten Leitungsrohres leicht eine Verbindung zur Zuführung der Frischluft von außen geschaffen werden kann. Die etwas heikel erscheinende Anordnung der Stifte zur Begrenzung des Hubes

Fig. 867.

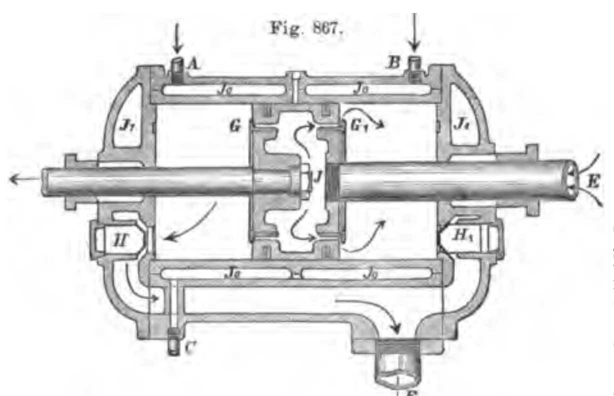


Fig. 868.



der Ringventile soll sich gut bewährt haben. Ein Bedenken gegen diese Konstruktion ist die schlechte Zugänglichkeit der Saugventile. Jedenfalls müßten die Zylinderdeckel so konstruiert werden, daß sie sehr schnell zu lösen sind. Ob der Nutzeffekt bei zwangläufigen Ventilen nicht noch günstiger ist als bei den nur durch das Beharrungsvermögen sich öffnenden, ist nur durch Versuche festzustellen, aber wahrscheinlich. (Zentrlbl. d. Bauv. 1890 S. 544.)

Als Stoff für Luftpumpenklappen hat sich in neuerer Zeit Leinwand sehr bewährt. Leinene Klappen kosten nur 1/3 von Gummiklappen, halten aber 2 bis 3 mal so lange.

Die Frage, ob trockene Luftpressen im engeren Sinne oder solche vorzuziehen sind, bei denen die Luft durch Einspritzung von Wasser gekühlt wird, möchte Verf. zugunsten ersterer entscheiden, so lange, als genügendes Kühlwasser zu beschaffen ist. Daß die Möglichkeit dazu vorliegt, kann als Regel angenommen werden. Die verdichtete Luft wird im Sommer allerdings trotz der Kühlvorrichtung noch zu heiß sein, um unmittelbar in den Senkkasten geleitet werden zu können; sie ist indessen leicht nachkühlbar. Bei Gründungen im Wasser geschieht dies am bequemsten in der Weise, daß man in die Luftleitung ein Schlangenrohr einschaltet,

welches man neben dem Gerüst ins Wasser hängt. Im Winter kühlt die Luft sich in der Leitung selbst schon ausreichend.

Der besondere Grund für den Vorzug der trockenen Luftpressen im engeren Sinne ist der, daß bei jenen die verdichtete Luft nicht in dem Maße mit Wasserdampf gesättigt wird als bei denjenigen, welche durch Einspritzung kühlen. Allerdings erfordert mit Wasserdampf gesättigte Luft bei ihrer Verdichtung auf mehr als 1,319 Atm. (absolut) etwas weniger Arbeit (Pernolet, L'air comprimé, S. 85) als trockene Luft; doch ist dieser Unterschied nicht wesentlich genug, um die unangenehme Wirkung auf den menschlichen Körper dafür in den Kauf zu nehmen, welche darin besteht, daß solche Luft stark schweißerzeugend wirkt, weil die Hautausdünstungen sich nicht verflüchtigen können.

Man hat sich bisher bei Gründungen noch wenig um diesen Gegenstand gekümmert, vielmehr die Luft so, wie die Maschinen sie lieferten, häufig sogar recht unreine, aus dem Maschinenraum angesaugte, in den Senkkasten geleitet. Es würde indessen nur geringe Kosten verursachen, wenn man in die Luftleitung zwischen den Pumpen und dem Senkkasten einen mit hygroskopischen Stoffen gefüllten Behälter einschaltete, den die verdichtete Luft durchstreichen müßte, um einen Teil ihres Wassergehaltes abzugeben. Nützlich würde es immer schon sein, die Luft durch eine dicke Schicht gewöhnlichen Kochsalzes, oder besser Chlorcalciums, zu filtrieren. Weiteres hierzu folgt an späterer Stelle.

c. Allgemeine Anordnung des Betriebes.

Ob man die Luftpumpen auf Schiffsgefäßen, Wagen oder in Gebäuden fest unterbringt, hängt von der Einrichtung des Bauplatzes ab. Sind die einzelnen Pfeilergerüste durch Arbeitsbrücken untereinander und mit dem Lande verbunden, so ist es zweckmäßig, die Maschinen zusammen in einem Schuppen am Lande aufzustellen und die Luft durch lange Leitungen den Pfeilern zuzuführen. Man kann sich in diesem Falle vor Betriebs-Störungen besser schützen als dann, wenn jedem Pfeiler eine besondere Maschine zugewiesen wird, die auf einem Schiffe stromabwärts durch den Pfeiler vor Unfällen gedeckt aufzustellen sein würde. Der billigere und sichere Betrieb, den man hat, wenn alle Maschinen in einem Schuppen vereinigt sind, überwiegt die Mehrkosten für die lange Leitung und den durch letztere entstehenden größeren Kraftverbrauch.

Die Aufstellung im Schuppen ist so zu wählen, daß mit jeder Dampfmaschine jede Luftpumpe betreibbar ist.

Hat man unmittelbar wirkende Luftpumpen, d. h. solche, bei denen dem Kolben der Luftpumpe und dem des Dampfzylinders die Kolbenstange gemeinsam ist, so legt man am zweckmäßigsten ein gemeinsames Dampfrohr an, mit welchem sämtliche Dampfzylinder der Pumpen und sämtliche Dampfkessel durch absperrbare Zweigrohre verbunden sind. Hat man Luftpumpen, welche mittels einer Kraftleitung von Lokomobilen getrieben werden, so ordnet man eine gemeinsame Welle an, an welche alle Lokomobilen ihre Kraft abgeben und von welcher alle Pumpen getrieben werden.

Die Preßluft aller Pumpen führt man in einer gemeinsamen Leitung auf die Gerüste, schaltet aber zwischen der gemeinsamen Leitung und jeder Pumpe ein Ventil ein, um jede Pumpe für sich abstellen zu können. Aus der gemeinsamen Luftleitung können dann mehrere Senkkasten, auch wenn dieselben verschieden tief stehen, in folgender, vom Verf. zuerst bei dem Dömitzer Brückenbau ausgeführter Weise gespeist werden:

Man verdichtet die Luft bis zu dem Grade, den der am tiefsten stehende Senkkasten erfordert. An denjenigen Stellen, wo die Rohre zu den einzelnen Senkkasten von der gemeinsamen Leitung abzweigen, bringt man in den Zweigleitungen Ventile an und läßt das Ventil, welches in dem Abzweig zum tiefsten Senkkasten liegt, ganz offen, während die Ventile an den anderen Zweigleitungen, je nach der Tiefe, in welcher der betr. Senkkasten steht, mehr oder weniger geschlossen gehalten werden.

Hinter dem Ventil dehnt sich die Luft dann bis zu derjenigen Spannung aus, welche der Stand des betr. Senkkastens bedingt. Es ist mit dieser Ausdehnung allerdings ein Arbeitsverlust verbunden, der um so größer wird, je ungleicher der Stand der Senkkasten ist. Trotzdem ist diese Einrichtung zu empfehlen, weil sie sehr große Sicherheit gegen Betriebsstörungen gewährt und auch dadurch wieder gespart wird, daß man für eine größere Anzahl Senkkasten, welche gleichzeitig im Betriebe sind, nur eine einzige Reserve-Maschine nötig hat. In Dömitz sind in dieser Weise stets zwei, zeitweise auch drei Senkkasten, in ganz verschiedenen Tiefen gleichzeitig gesenkt worden. Bei der Alexander-Brücke in Petersburg, bei welcher ohne feste Rüstungen gesenkt wurde, ließ Verfasser diese Einrichtung nur im Winter treffen, wo dann die Luftleitung von Pfeiler zu Pfeiler über das Eis geführt wurde. Es ist also gar nicht nötig, einen besonderen eisernen Luftkessel aufzustellen und von diesem die einzelnen Luftleitungen abzuzweigen, wie anderweitig wohl empfohlen wird.

Die Luftleitung muß so gelegt werden, daß sie nicht leicht beschädigt werden kann, weder durch den Verkehr auf der Brücke noch durch gegen die Brücke treibende Schiffe oder Flöße; sie muß also durch vorgerammte Pfähle gesichert werden.

Stehen die Luftpumpen auf dem Lande, so muß man zum Betriebe der Fördereinrichtungen an den Schleusen, falls diese nicht von Hand oder durch verdichtete Luft getrieben werden, oder der Boden einfach ausgeblasen wird, kleine Dampfmaschinen in den Gerüsten aufstellen. Übrigens ist die Einrichtung, bei welcher Luft von derjenigen Spannung, welche dem Stande des tiefsten Senkkastens entspricht, auch in die Gerüste der weniger tief stehenden geführt wird, sehr geeignet, um die Windevorrichtung an den Schleusen anstatt durch Dampf durch gepreßte Luft zu treiben, die man alsdann, um den höheren Luftdruck zu benutzen, unmittelbar aus der Hauptleitung entnimmt und in gesondertem Rohre dem Zylinder der Fördermaschine zuführt.

Wenn keine Arbeitsbrücken vorhanden sind, so stellt man die Luftpumpen auf Schiffen hinter dem Pfeiler auf. Die Kraft für die Fördermaschine überträgt man dann, falls diese nicht elektrisch betrieben werden sollen, am zweckmäßigsten von der allen Kraftmaschinen gemeinsamen Transmissions-Welle durch Seilbetrieb mit beweglicher Spannrolle nach den Schleusen, Fig. 1003, S. 544.

Hat man Maschinen, in welchen Luftpumpen und Dampfzylinder unmittelbar verbunden und die Dampfzylinder für einen höheren Luftdruck als erforderlich ist, eingerichtet sind, so kann man das Schwungrad der Luftpumpe als Riemen- oder Seilscheibe benutzen oder wenigstens eine Riemen- oder Seilscheibe an dem Schwungrad befestigen und mit dem Dampfzylinder der Luftpumpe auch gleichzeitig die Fördermaschine treiben. Gestattet der Dampfzylinder der Luftpumpe eine solche Einrichtung nicht, so treibt man die Förderung mit einer in dem Schuppen bei den Luftpumpen stehenden Dampfmaschine, deren Kessel man gleichzeitig mit den Dampfzylindern der Luftpumpen verbindet. Die Lokomobile für die Fördermaschine bildet dann gleichzeitig einen Reserve-Dampfkessel für die Luftpumpen.

Sind in dieser Weise mit getrennten Luftpressen mehrere einzeln liegende Senkkasten im Betriebe, so würde es zu kostspielig sein, für jeden einzelnen eine Reserve-Luftpumpe bereitzuhalten, während es anderseits nicht ratsam ist, ganz ohne eine solche sich zu behelfen. Man stellt dann am besten auf einem besonderen Schiffsgefäß eine gemeinschaftliche Reserve-Maschine mit allem Zubehör auf, die im Bedarfsfall von einem Pfeiler zum anderen gefahren wird. Man hat dabei dafür Sorge zu tragen, daß das Hinüber-Bugsieren und das Dampfmachen so schnell als möglich vonstatten gehen, und daß auch die Schlauch-Verbindung der Ersatz-Luftpumpe mit dem Senkkasten möglichst schnell zu bewirken sei.

Ob die Dampfmaschine der Reserve-Luftpumpe stets unter Dampf gehalten werden oder ob sie nur zum Anheizen fertig sein soll, hängt von der Wichtigkeit der Arbeiten ab. Im Beginne der Gründungs-Arbeiten wird es in der Regel genügen, wenn die Maschine zum Anfeuern fertig steht, während gegen das Ende derselben es häufig vorzuziehen ist, die Maschine etwas unter Dampf zu halten.

Man ersieht leicht, daß die Aufstellung der Pumpen am Lande in einem gemeinschaftlichen Schuppen und die Anordnung einer gemeinsamen Luftleitung für alle Senkkasten ungleich größere Betriebssicherheit gewährt als die Aufstellung auf Schiffen, vorausgesetzt, daß die Rohrleitung genügend gegen Beschädigungen gesichert ist.

d. Rohrleitungen.

Hierzu empfehlen sich am meisten gezogene schmiedeiserne Rohre mit aufgeschraubten Flanschen. Nach Formel XVI., S. 440, werden die Druckverluste desto größer, je kleiner der Durchmesser der Rohre ist. Dessen ungeachtet nimmt man dieselben in der Regel nur 10 bis 12 cm weit, weil sie in dieser Größe billiger zu beschaffen und bequemer zu handhaben sind. Außerdem ist die Länge der Rohrleitung in der Regel eine nur beschränkte, so daß die Druckverluste trotz der geringen Weite nicht sehr groß werden.

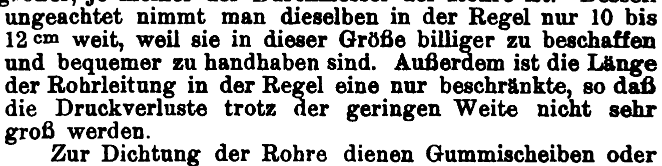
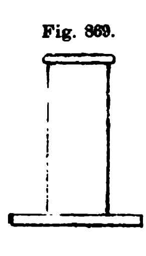


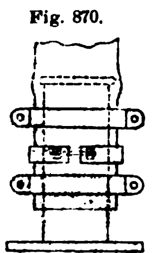
Fig. 869.



Zur Dichtung der Rohre dienen Gummischeiben oder solche aus Filz, mit Teer oder Leinöl getränkt. Auch Pappscheiben, in dieser Weise behandelt, lassen sich verwenden.

Anstatt der schmiedeisernen Rohre verwendet man auch wohl gußeiserne Flanschenrohre größeren Durchmessers. Dieselben sind indessen nicht so zweckmäßig, weil sie leichter zerbrechen.

Fig. 870.



Lange Rohrleitungen muß man so legen, daß sie sich ausdehnen können. Es genügt, wenn man sie durch runde hölzerne Rollen unterstützt.

Die Verbindung der Rohrleitung mit den Senkkasten, bezw. den Luftschleusen, geschieht durch Gummischläuche, die man sowohl der größeren Festigkeit als auch der größeren Schonung wegen mit starkem Bindfaden dicht umwickelt. Die Schläuche müssen so lang sein, daß der Senkkasten sich um mehr als 1 m senken kann, ohne daß den Schläuchen die Gefahr des Reißens droht. Um die Schläuche an die Rohrleitung schrauben zu können, werden sie mit ihren beiden Enden über kupferne oder eiserne Rohre, Fig. 869 und 870, von etwa 30 cm Länge gezogen und auf denselben durch mindestens 2, besser 3 Klemmringe befestigt. Die Rohre haben an einem Ende einen Flansch, entsprechend den Flanschen der Rohrleitung, und am anderen Ende einen Wulst, welcher verhindern soll, daß der Schlauch durch den Luftdruck von dem Rohre heruntergetrieben wird. Die Klemmen müssen so angebracht werden, daß ihre Flanschen gegeneinander versetzt sind, weil sonst die Verbindung nicht dicht wird. Auch darf die Entfernung zwischen den Klemmen nicht zu groß sein. Es ist zweckmäßig, diese Entfernung nicht größer zu machen als die Breite der Klemmen. Die Figuren zeigen, wie die Klemmen zweckmäßig anzuordnen sind. Zur Verbindung zweier Schläuche untereinander benutzt man ein doppelt so langes Rohr, welches an beiden Enden Wulste hat.

An den tiefsten Stellen der Rohrleitung muß man Hähne anbringen, um das etwa in der Leitung sich niederschlagende Wasser ablassen zu können.

Bei größerer Kälte wird die Abkühlung der Luft in der Leitung häufig so stark, daß das niedergeschlagene Wasser gefriert und den Rohr-Querschnitt verengt bezw. sperrt. Man muß für solche Fälle die Rohrleitung durch untergestellte Kokskörbe erwärmen und das Wasser häufig

ablassen. Die Kokskörbe müssen namentlich da, wo Ablaßhähne liegen, aufgestellt werden.

G. Versenkungs-Arbeiten.

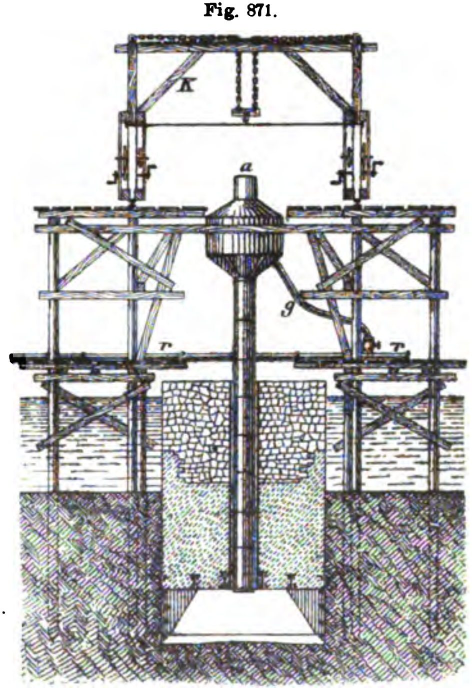
Dieselben zerfallen in 2 Teile: in Versenkung durch das Wasser bis auf den Grund und in Versenkung in den Grund.

a. Versenkung auf den Grund.

Sie wird wieder in zweifacher Weise ausgeführt, entweder von Gerüsten aus mittels sogen. Senkungs-Apparate, oder aber, indem man den Senkkasten über der Decke mit einem wasserdichten Mantel umgibt, der denselben in einen Schwimmkörper verwandelt, welchen man durch Ausführung des Fundament-Mauerwerkes im Schutze des Mantels auf den Grund senkt.

Die Versenkung von festen Gerüsten aus wird in erster Linie bei gemauerten, sodann aber auch bei kleinen und mittleren eisernen Senkkasten angewendet und verdient in diesen Fällen der geringeren Kosten wegen meistens den Vorzug. Es ist dabei aber vorausgesetzt, daß bei der Anwendung von Senkungs-Apparaten und Gerüsten über der Decke keine Blechmäntel angebracht werden, gegen welche Verfasser sich bereits an früherer Stelle ausgesprochen hat. Kann man sich von solchen Mänteln nicht trennen, so wird allerdings die Senkung von Gerüsten durchweg teurer werden als die Senkung ohne solche. Man sollte sie dann nur noch da anwenden, wo wegen zu geringer Wassertiefe der Senkkasten überhaupt nicht zum Schwimmen gebracht werden kann.

Fig. 871.



Die Gerüste können entweder als feste ausgeführt werden, d. h. als solche, die durch eingerammte Pfähle gestützt werden, oder als schwimmende. Sogen. Senkrüstungen zum Hinablassen der Senkkasten anzuwenden, wie man sie zur Aufmauerung der Pfeiler benutzt, ist nicht ratsam, weil sich solche unter der großen Last zu ungleichmäßig setzen und dadurch Kettenbrüche veranlassen können.

1. Versenkung von festen Gerüsten aus.

Fig. 871 zeigt als Beispiel einer festen Senkungsrüstung den Querschnitt des für die Strompfeiler der Dömitzer Elbebrücke verwendeten, mit dem bereits von den Ketten gelösten in den Boden eingedrungenen Senkkasten. Von den beiden — hier nicht dargestellten — Endquerwänden war die eine ebenfalls durch Pfähle gestützt, während die andere durch ein entfernbares Hänge- und Sprengewerk gebildet wurde. Diese Querwand wurde erst eingefügt, nachdem zuvor der fertige Senkkasten, auf einem

Schiffsgefäße schwimmend, in das Gerüst gefahren und aufgehängt worden war.

Die entfernbare Wand legt man am besten stromabwärts und zieht das Fahrzeug mit dem Senkkasten darauf gegen den Strom in das Gerüst hinein. Man hat dasselbe dabei besser in der Gewalt als beim Hineintreiben mit dem Strom.

Anstatt den Senkkasten fertig in das Gerüst zu bringen, läßt man denselben auch wohl auf einer in dem unteren Stockwerke des Gerüstes über der Versenkungsstelle hergerichteten Plattform zusammennieten. Dieses Verfahren ist aber deshalb ungünstiger, weil die Gerüste (wenigstens zum großen Teil) früher fertiggestellt werden müssen, als die Vernietung des Senkkastens begonnen werden kann. Es erfordert daher jedenfalls einen größeren Teil von der bei Brückenbauten sehr oft knapp bemessenen Zeit. Das Gerüst zeigt im Wasser einen Kreuzverband, welcher bestimmt ist, den schräg gerichteten Druck der Streben, welche die Last des Senkkastens unmittelbar aufnehmen, unschädlich zu machen. Ist die Wassertiefe sehr bedeutend, so daß die Anbringung dieses Verbandes Schwierigkeiten bereitet, so empfiehlt es sich, den Horizontal-Schub des Druckes der schrägen Hauptstreben schon über Wasser durch Einziehen eiserner Zuganker, welche zwei gegenüberliegende Streben verbinden, aufzuheben. Diese Art der Verankerung wurde nachträglich bei einem Strompfeiler der Lauenburger Elbebrücke angewendet, bei dem die Wassertiefe 10 m betrug. Sie bewährte sich so gut, daß Verfasser sie seitdem schon häufiger angewendet hat.

Die Kosten einer solchen Senkungsrüstung sind in den S. 182 ff. mitgeteilten Formeln zum Veranschlagen durch das Glied $\frac{\overset{(240)}{290}\,a + 18\,(n - a)}{n\,t}$, oder dafür $\frac{\overset{(222)}{272}\,a + 18\,n}{n\,t}$, ausgedrückt.

Es bedeutet darin a die Anzahl der Gerüste, für welche das ganze erforderliche Holz beschafft werden soll; 290 M. sind die für 1 qm der Senkkasten-Grundfläche entfallenden Kosten; n ist die Gesamtzahl der zu gründenden Pfeiler und t wie immer die Gründungstiefe unter N.W. Die Summe = 290 M. ist aus folgenden Einzelposten entstanden:

Für Beschaffung eines Kranes	= {40 M.
1 cbm Rundholz = 10 m	= 35 „
1,9 cbm Kantholz = 47,5 m, 1 cbm 55 M.	= 105 „
rd. 58 m (47,5 + 10) Rund- und Kantholz zu verbinden und demnächst wieder abzubrechen zu je 1,1 M.	= 64 „
Für je 1 m Kantholz 1 kg Bolzen zu je 0,4 M. . . .	= 19 „
9 qm Bohlenbelag einschl. des Verlegens und Abbrechens und der Lieferung der Nägel zu je 3 M. . . .	= 27 „
zus.	= 290 M.

Nach diesen Massen-Angaben kann man die Zahl 290 entsprechend den örtlichen Holz- und Arbeitspreisen verändern und damit die Formeln für Voranschläge dem gerade vorliegenden Falle genauer anpassen.

Während — wie oben bemerkt — Mäntel über der Senkkastendecke bei Anwendung von Gerüsten und Ketten zum Senken im allgemeinen entbehrlich sind, können dieselben bei besonders schlammigem Grunde doch wünschenswert erscheinen.

Aus diesem Grunde hat die Firma Harkort beim Bau einer Brücke über die Havel einen Mantel angewendet, der aus einem eisernen Gerippe bestand, gegen dessen Ständer die aus gespundeten Kiefernbohlen bestehende Verkleidung angeschraubt wurde. Die Bohlen laufen wagrecht und sind 60 mm dick. Die Ständer dienen gleichzeitig zur Aufhängung

des Senkkastens an das feste Gerüst anstatt besonderer bis unten hin reichender Ketten und sind dementsprechend ausgebildet und im oberen Teile leicht abzunehmen. Näheres Zeitschr. für Bauw. 1904 S. 65.

2. Schwimmende Rüstungen.

Die schwimmenden Rüstungen bieten betreffs der Konstruktion wenig Abweichungen von den festen, nur daß bei ihnen der Horizontalschub der Streben stets über Wasser aufgehoben werden muß. Ihre Anwendbarkeit wird häufig durch zu geringe Wassertiefe beschränkt; wo genügende Tiefe vorhanden ist, bieten sie jedoch mancherlei Vorteile gegenüber den festen. Als solche sind zu erwähnen die schnelle, fast kostenlose Versetzbarkeit von einem Pfeiler zum anderen, welche es gestattet, für eine große Anzahl von Gründungen mit 1 oder 2 Gerüsten auszukommen, und der Vorteil des bequemen Transportes der Senkkasten zur Versenkungsstelle. Man kann sämtliche Senkkasten auf 1 oder 2 Plattformen, die durch eine Hilfsbrücke mit Arbeitsgleis zugänglich sind, in der Nähe des Ufers zusammenbauen, nach Fertigstellung das schwimmende Gerüst über die Plattform fahren, den Senkkasten mit demselben abheben und schwebend zur Verwendungsstelle bugsieren. Endlich wird sich ein gut gearbeitetes schwimmendes Gerüst auch gleichmäßiger setzen als ein auf eingerammten Pfählen stehendes, so daß man mit dem Senken an den Senkungsapparaten weniger Not hat. Bei der Anwendung schwimmender Gerüste wird man allerdings auf eine Verbindung mit dem Lande durch eine feste Arbeitsbrücke verzichten, also die Baumaterialien zu Schiffe heranbringen müssen; oder man wird nach Entfernung des schweren schwimmenden Gerüstes ein leichteres, nur für die Mauerarbeiten bestimmtes Gerüst im Anschluß an eine bereits vorher fertiggestellte Arbeitsbrücke ausführen müssen. Jedenfalls ist es nicht möglich, bestimmte Fälle anzugeben, in denen die eine oder die andere Art der Rüstungen den Vorzug verdient, zumal örtliche Verhältnisse (Schiffahrt, Flößerei) sehr häufig allein ausschlaggebend sind.

Die Kosten einer schwimmenden Rüstung, auf 1 qm der Grundfläche des Senkkastens bezogen, kann man ungefähr ebenso hoch veranschlagen wie diejenigen der festen Rüstungen (290 M.). An Stelle des Rammens und Anschaffens der Rundhölzer treten hier die Kosten für Beschaffung bezw. Miete starker Schiffsgefäße, die im übrigen fast durchaus von örtlichen Verhältnissen abhängig sind und sich meist einer zutreffenden vorherigen Abschätzung entziehen werden. Die Bedürfnisse an Materialien und Arbeiten für die Rüstungen werden sich bei beiden Arten im übrigen etwa gleichstellen.

Schwimmende Rüstungen sind bisher, ohne gleichzeitige Verwendung von eisernen Umhüllungen über der Senkkasten-Decke, nach Wissen des Verf. nicht angewendet worden, wiewohl dies bei kleinen Senkkasten sehr wohl ausführbar ist. Es sei in betreff derselben auf die Fig. 685 S. 343 und Fig. 1005, 1006, Seite 547 Bezug genommen.

3. Senkungsapparate.

Diese müssen, wenn sie ihrem Zweck entsprechen sollen, folgenden Bedingungen genügen;

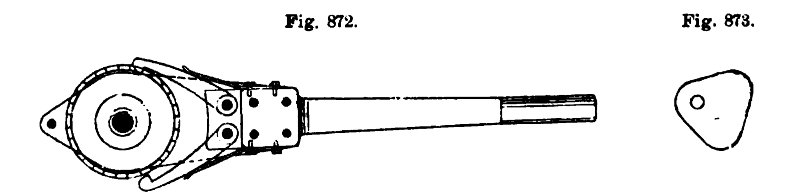
1. bequeme und leichte Bedienbarkeit besitzen;
2. die Größe der an ihnen hängenden Last möglichst genau erkennen lassen;
3. so eingerichtet sein, daß sich die Gesamtbelastung selbsttätig möglichst gleichmäßig verteilt, so daß eine Überlastung eines einzelnen Punktes infolge des Setzens der Gerüste vermieden wird;
4. Biegungsspannungen bei gezogenen Teilen (Spindeln, Ketten) ausschließen;
5. eine Verlängerung der Ketten ohne Entlastung des betr. Punktes zulassen.

Diesen Forderungen genügen die älteren am meisten gebräuchlichen Senkungsapparate mit Schraubenspindeln am wenigsten; namentlich betreffs des Punktes 3 ist es bei denselben sehr schlecht bestellt. Auch ist beim Senken der Last eine unverhältnismäßig große Anzahl von Arbeitern erforderlich und kann man die Belastung der einzelnen Spindeln (Punkt 2) nur nach dem Klange der Ketten und nach der Kraftanstrengung schätzen, mit welcher der Hebel zum Drehen der Mutter bewegt wird. Immerhin ist diese Schätzung eine so unsichere, daß man nur im allergröbsten über die jeweilige Beanspruchung der Ketten unterrichtet sein wird und daher Zufälligkeiten verschiedener Art ausgesetzt bleibt.

Die Fig. 872 zeigt die Einrichtung zum Bewegen der Muttern, wie sie bei dem Bau der Lauenburger Elbebrücke und ähnlich mehrfach ausgeführt worden ist. In dem Knarrenhebel sind 2 exzentrische Scheiben angebracht, die durch einen Handgriff so gestellt werden können, daß die zugehörige Sperrklinke in das Zahnrad eingreift oder ausgerückt ist. Je nachdem man die Spindel senken oder heben will, wird die eine oder andere Sperrklinke in Tätigkeit gesetzt. 2 Federn drücken die Klinken gegen das Zahnrad. Die Form der Klinken ist so gewählt, daß der Haken beim Rückwärtsdrehen der Knarrenhebel wie bei gewöhnlichen Bohrknarren von Zahn zu Zahn springt.

Bei der ganzen Anordnung muß auf folgendes aufmerksam gemacht werden: Die hier gewählte kreisrunde Form der Exzenter sichert eine ausgerückte Klinke nicht genügend vor einem unbeabsichtigten Einfallen.

Fig. 872. Fig. 873.



Es kann vielmehr leicht vorkommen, daß die kräftige Feder das durch das Schmiermaterial glatt gewordene Exzenter zurückdrückt, wonach dann beide Klinken gleichzeitig eingreifen, und die Spindel hin- und hergedreht wird. In diesem Zustande wird die an der Spindel sitzende Kette also weder verlängert noch verkürzt, daher in kürzester Zeit den anderen gegenüber entweder überlastet bezw. entlastet werden, je nachdem gehoben oder gesenkt wird. Daher müssen die Exzenter eine dreieckige Gestalt mit abgerundeten Ecken erhalten, Fig. 873, um die offene Lage der Klinke vollständig zu sichern. Noch besser stellt man sie durch einen eingesteckten Stift fest. Die Form der Zähne und der eingreifenden Klinke muß eine solche sein, daß ein Herausspringen der letzteren beim Anziehen der Knarrenhebel ebenso unmöglich ist wie ein Sitzenbleiben beim Rückgange. In dieser Beziehung sind die Zähne der vorliegenden Konstruktion richtig geformt, während diejenigen der Knarren, welche bei den Brückenbauten zu Hämerten und Dömitz vom Verfasser benutzt wurden, und die alt von den Bauten bei Stettin erworben wurden, viel zu wünschen übrig ließen.

Ein fernerer Fehler vieler älterer Senkungs-Spindeln und so auch der vorliegenden ist der, daß die Gleitfläche zwischen der Mutter und der Auflagerplatte eben abgedreht ist. Da das Gerüst infolge der starken Belastung sich setzt und die Holzverbindungen sich ineinander pressen, so verliert die Auflagerplatte sehr bald ihre wagrechte Lage, während der an den Spindeln wirkende Zug senkrecht bleibt. Infolgedessen werden die Spindeln einseitig beansprucht und schließlich stark verbogen, wie Verfasser bei dem Bau der Lauenburger, Hämerter und Dömitzer Elbe-

Brücken mehrfach zu beobachten Gelegenheit hatte. Diese Gleitflächen sind daher als Kugelkalotten abzudrehen, damit die Spindeln sich jederzeit senkrecht, bezw. in die Richtung des Zuges einstellen können, oder man lagert dieselben wie in Marseille ähnlich den Kompassen und Schiffslampen auf zwei sich rechtwinklig schneidenden, wagrechten Achsen.

Um die Hebel gleichmäßig zu drehen, verbindet man ihre Enden durch Eisenstäbe und bewegt sie gemeinsam mittels einer Winde vorwärts und mit einer zweiten Winde rückwärts, so daß die Sperrklinke stets um dieselbe Anzahl von Zähnen bei sämtlichen Hebeln weiterrückt. Dies läßt sich indessen nur bei Senkkasten mit geraden Wänden ausführen, während man bei rund geformten Senkkasten in dieser Weise eine Gleichmäßigkeit der Senkung nicht erreicht, wie leicht einzusehen ist. Bei solchen dreht man alle Hebel besser einzeln nach gleichmäßigem Kommando, nachdem man die Bewegung derselben zuvor durch Knaggen auf den Lagerhölzern oder dergl. so begrenzt hat, daß bei allen mit jeder Drehung eine gleiche Anzahl Zähne gegriffen wird.

Fig. 874.

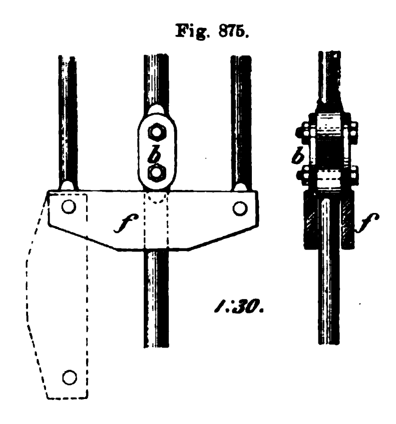
Sind die Spindeln abgedreht, so müssen neue Kettenglieder eingezogen werden. Um während dieser Arbeit die einzelnen Punkte nicht zu entlasten, ist bei dem in Fig. 874 dargestellten Senkungs-Apparat folgende Anordnung getroffen worden: die Ketten bestehen abwechselnd aus einem Stück von rundem oder quadratischem Querschnitt und zwei kürzeren aus Flacheisen, welche in der Längsachse geschlitzt sind; zunächst der Spindel befinden sich zwei Flacheisen-Glieder. Ist die Spindel nahezu ausgedreht, so steckt man durch den Schlitz zwei Stahlkeile, welche auf Querstücken ihr Auflager finden. Diese sind durch zwei schwächere Schraubenbolzen oben neben der Spindel befestigt. Sind letztere Bolzen zum Tragen gebracht, so kann man die Spindel ganz entlasten, ihre Verbindung mit der Kette lösen und ein neues Paar Kettenglieder einsetzen.

Die Firma Holzmann & Co. in Frankfurt a. M. benutzt statt der eben beschriebenen die in Fig. 875 dargestellte Einrichtung. Die Bügel f hängen während der Senkung an Reserve-Bolzen und werden, wenn auszuwechseln ist, in die wagrechte Lage gebracht und mit anderen Bolzen verbunden. Das hier nur aus einem Stück bestehende Kettenglied, welches zwischen den Bügeln liegt, setzt sich bei weiterem Fortschreiten der Senkung mit seinem vorspringenden oberen Auge auf die Bügel auf, so daß die Spindel entlastet wird. — Um die Spindeln ganz frei zu machen, kann man auch die Reserve-Bolzen beliebig von oben anziehen.

Während der Senkung müssen stets Arbeiter durch Schlagen mit einem kleinen Hammer und Rütteln an den Ketten die in denselben herrschende Spannung untersuchen, da trotz aller Vorsicht bei der Behandlung der Apparate infolge des ungleichen Setzens der Rüstung und kleiner Unge-

nauigkeiten in den Schraubengewinden eine gleichbleibende Lastverteilung nicht erreichbar ist. Die Benutzung von Senkungsspindeln hat endlich noch den Nachteil, daß diese außer Stande sind, der Bewegung des Kastens so schnell zu folgen, als es bisweilen wünschenswert erscheint. Ein solcher Fall kann eintreten, wenn der Senkkasten noch an den Ketten geführt wird, während bereits die Erdarbeiten mit Hilfe der verdichteten Luft begonnen haben. Wenn dann (wie dies in Lauenburg geschah) die Luftzuführung unterbrochen wird, so ergibt sich infolge der Verminderung des Auftriebes ein starkes Setzen des Senkkastens, und es wird sehr leicht eine Überlastung der Ketten eintreten, wenn man mit denselben nicht sehr schnell folgen kann.

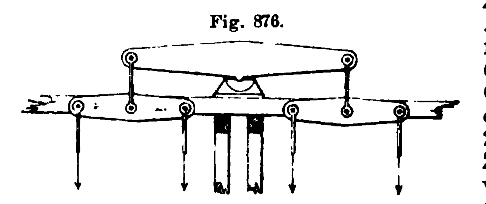
Fig. 875.

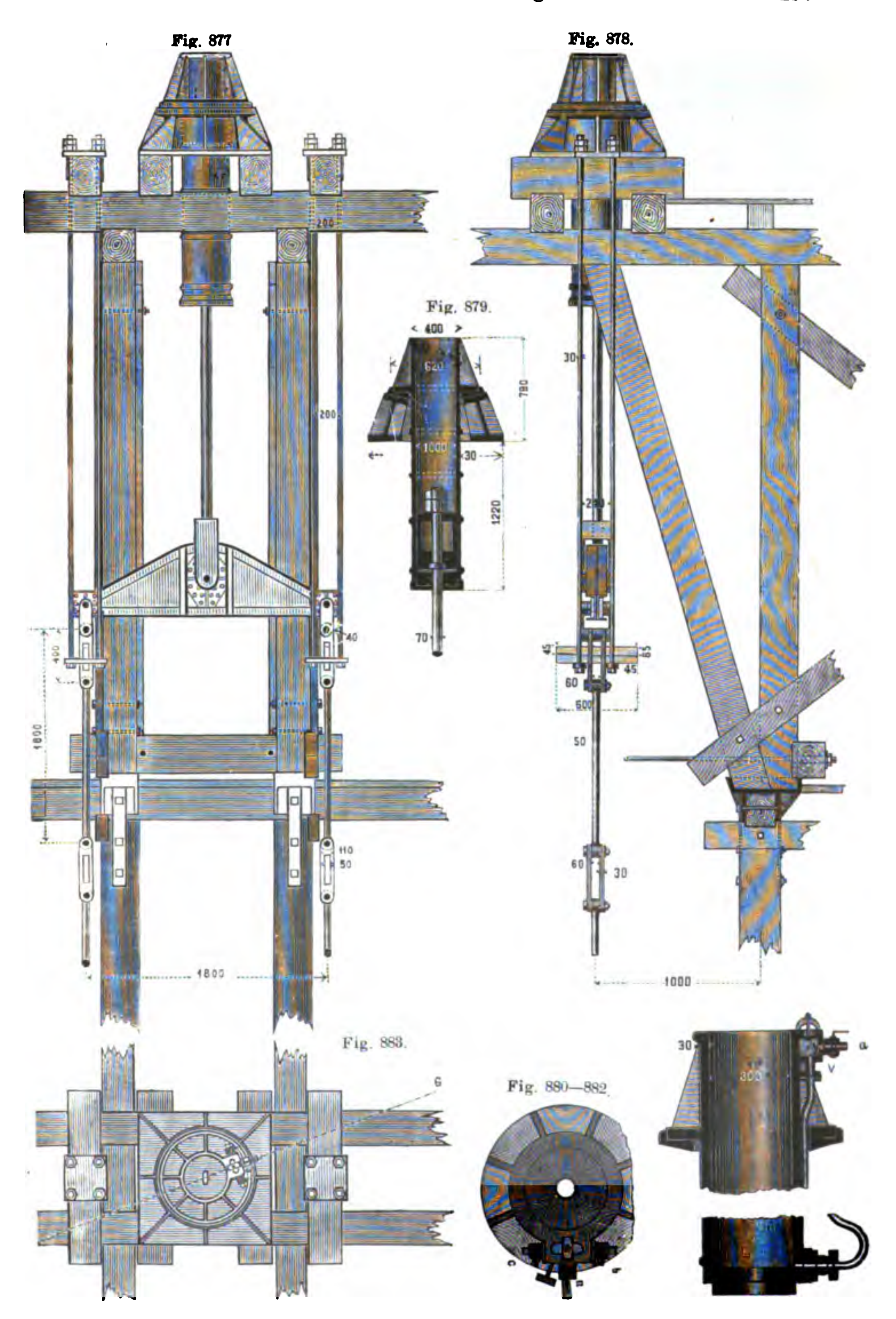


Eine gleichmäßigere Lastverteilung wird erreicht durch einen Senkungsapparat, bei welchem je 4 Aufhängepunkte zu einem System vereinigt sind. Diese Anordnung wurde nach des Verfassers Wissen bei einem Brückenbau in Budapest angewendet. Die Senkung geschah mittels starker Flaschenzüge, von denen je zwei an einem kleineren Wagebalken befestigt waren, während wieder zwei kleine an einem großen Wagebalken saßen, wie dies Fig. 876 andeutet. In dieser Weise kann sich die Belastung der vier zu einem großen Wagebalken gehörenden Flaschenzüge ausgleichen. Zum Senken hat man nur nötig, die Flaschenzüge nachzulassen, kann also beliebig schnell nachgeben. Allerdings fallen die Flaschenzüge bei großen Lasten sehr stark aus.

In anderer Weise hat Verf. den am Kopfe oben aufgestellten 5 Forderungen gerecht zu werden gesucht, bei der in Fig. 877—883 dargestellten Senkungs-Einrichtung. Es greifen je 2 Aufhängepunkte an einen Wagebalken an, der seinerseits an der Kolbenstange eines mit Wasser gefüllten Zylinders befestigt ist. Solcher Zylinder (Fig. 880—882) sind rund um die Senkkasten (Fig. 694—696 S. 347 ff.) von 148 qm Grundfläche im ganzen 12 angeordnet, 4 auf jeder Langseite, 2 auf jeder Querseite. Jeder Zylinder hat eine Belastung von rd. 26 t auszuhalten, durch die in seinem Inneren, wenn gesenkt wird, unter Berücksichtigung der in diesem Falle als Nutzkraft wirkenden Reibung der beiden Ledermanschetten, eine Spannung von rd. 29 Atm. erzeugt wird. Soll dieselbe Last gehoben werden, so steigt, weil die Reibung dann schädlich wirkt, die Spannung auf rd. 56 Atm. Die sämtlichen Zylinder werden untereinander durch Rohre verbunden, welche mit Gelenken versehen sind und durch Hähne beliebig abgestellt werden können. Außerdem liegt vor jeder Rohröffnung eine Ventilklappe, welche sich schließt, wenn das Wasser infolge eines Rohrbruches heftig aus dem Zylinder entweichen will. Um Stöße zu vermeiden, ist diese Ventilklappe mit einer kleinen Bohrung zu versehen, durch welche ein wenig Wasser austreten kann, ähnlich wie bei den hydraulischen Bremsen. Jeder Zylinder hat endlich noch einen Hahn, durch den er, getrennt von den übrigen, entleert und wieder gefüllt werden kann. Während des Senkens werden die 12 Zylinder in einzelne (mindestens 3) Gruppen geteilt, und es werden

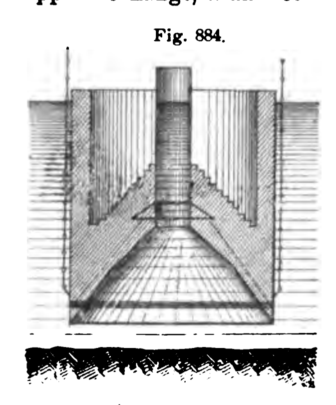
Fig. 876.




Fig. 877
Fig. 878.
Fig. 879.
400
620
780
1000
30
1220
70
200
40
400
1800
110
50
1800
30
45
65
60
45
600
50
60
30
1000
Fig. 883.
G
Fig. 880—882.
30
300
a
V

dann in jeder Gruppe alle Ketten gleiche Last erhalten. Die Beanspruchung der Ketten ist proportional dem in den Zylindern herrschenden Wasserdruck, den man an gewöhnlichen Manometern ablesen kann. Die ganze Arbeit des Senkens besteht nun darin, daß man das Wasser aus den Zylindern austreten läßt. Naht sich ein Kolben der unteren Endstellung, was durch einen Alarm-Apparat, der von einer in der Verlängerung der Kolbenstange aus dem Zylinder heraustretenden Stange in Bewegung gesetzt wird, zur Anzeige gelangt, so werden neue Kettenglieder eingezogen, wobei die Ketten in derselben Weise mit Keilen an Bolzen befestigt werden, wie bei der Lauenburger Senkungs-Einrichtung. Selbstredend müssen stets beide zu einem Zylinder gehörenden Ketten gleichzeitig verlängert werden. Während dieser Zeit ist der betr. Zylinder von den übrigen durch Verschluß der Hähne getrennt. Der Kolben mit dem daran hängenden Wagebalken wird durch Einpumpen von Wasser in den Zzlinder in leichter Weise gehoben. Diese Einrichtung erheischt sehr wenig Bedienung, macht alle Ungleichmäßigkeiten in dem Setzen des Gerüstes unschädlich und gestattet ein schnelles Nachlassen der Ketten, allerdings nur bis zum Ende des Kolbenweges; in letzterer Beziehung würde ihm also der vorher beschriebene überlegen sein. Da Verf. aber niemals die Ketten beibehielt, wenn bereits mit verdichteter Luft gearbeitet wurde, so legt er auf diesen Punkt der anderen großen Vorzüge wegen kein sonderliches Gewicht. Damit kein Ecken des Kolbens im Zylinder stattfinden kann, wenn sich das Gerüst setzt, steht der Zylinder in einem Lager, das nach einer Kugelkalotte abgedreht ist. Während der Senkkasten an diesem Apparate hängt, muß des Nachts eine Wache im Gerüst bleiben, um das Wasser zu ergänzen, welches aus den Zylindern durch Undichtigkeiten der Stulpen und Rohre etwa entweichen könnte. — Über eine hydraulische Senk- und Hebevorrichtung vergl. auch Abschn. L (Taucherglockengründung). Die Vorrichtung ist im Zusammenhange mit der Beschreibung der Taucherglocke der Firma Ph. Holzmann beschrieben.

Fig. 884.



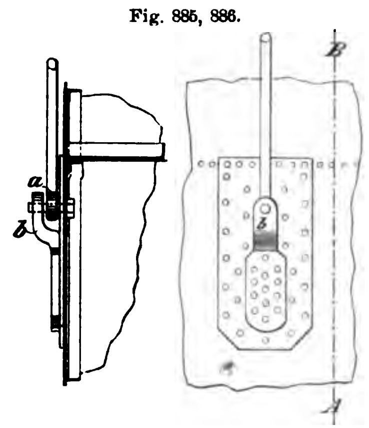
Die verdichtete Luft führt man i. d. R. erst in die Senkkasten ein, nachdem diese den Grund erreicht haben und fest aufstehen. Man kann allerdings durch Verdrängen des Wassers aus dem Hohlraume, während des Ablassens an den Ketten das Gewicht um dasjenige des verdrängten Wassers vermindern; jedoch ist es nicht rätlich, auf diese Verminderung bei Berechnung der Stärke für die Senkungsapparate und Gerüste Rücksicht zu nehmen, weil man bei einem Versagen der Luftpumpen in Verlegenheit kommen würde. Dagegen kann man durch Aussparungen im Mauerwerk stets eine weit sichere Gewichtsverminderung erzielen, die schon bei Senkkasten von mäßiger Größe so weit ausdehnbar ist, daß die Ketten ihre größte Last erhalten, wenn bei eisernen Senkkasten das Mauerwerk zwischen den Deckenträgern ausgeführt wird.

Bei einem Pfeiler der Dömitzer Elbebrücke nahm das Gewicht infolge der Aussparungen oberhalb der Deckenträger mit dem tieferen Eintauchen so stark ab, daß der Pfeiler bei etwa 7,5 ^{m} Tiefe, die er nicht ganz erreichte, schwimmfähig gewesen sein würde. Auch bei den gemauerten Senkkasten der Lauenburger Brücke hat Verf. die Ketten durch Aussparungen in der durch Fig. 884 dargestellten Weise bedeutend entlastet. Bei solchen muß man indessen vorsichtiger zu Werke gehen, damit nicht das frische Mauerwerk über dem Schlusse der Auskragung zu stark auf Zug beansprucht wird. Es wurde daher bei weiterer Senkung zunächst

in der Sohle der Aussparung das Mauerwerk so weit verstärkt, daß das Gewicht desselben nur wenig geringer war als der Auftrieb des Wassers. —

Die Befestigung der Ketten an dem Senkkasten muß in einer leicht lösbaren Weise geschehen. Man hat dafür verschiedene Einrichtungen getroffen: Bei der in Fig. 885, 886 dargestellten erhält das untere Kettenglied ein Auge *a*, welches zwischen die Senkkastenwand und einen außen an letztere angenieteten Lappen *b* gesteckt wird. Aus dem Inneren des Senkkastens wird dann ein starker Bolzen durch die Wand und das Auge gesteckt und in den Lappen eingeschraubt. Soll die Kette gelöst werden, so entfernt man den Bolzen von innen und verschließt die Öffnung in der Wand durch einen hölzernen Spund.

Fig. 885, 886.



Die Firma Ph. Holzmann versieht das untere Kettenglied mit einem Gewinde, welches unmittelbar in eine starke gußeiserne, fest am Senkkasten befestigte Mutter *a* eingeschraubt wird, Fig. 887, 888. Nach beendeter Senkung wird durch Rückwärtsdrehen des ganzen Gestänges die Verbindung gelöst. Diese Lösung dürfte mehr Schwierigkeiten machen als die in Lauenburg angewendete, bei welcher das untere, ebenfalls mit Gewinde versehene Kettenglied durch das wagrechte Blech des eisernen Brunnenschlinges ging und durch doppelte, vom Inneren des Senkkastens aus lösbare Muttern gehalten wurde.

Fig. 889, 890.

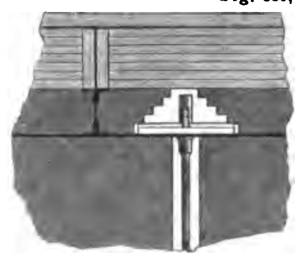
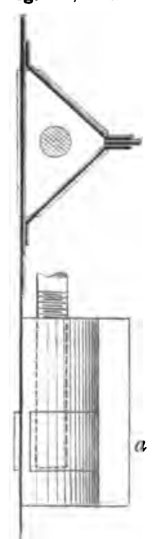




Fig. 887, 888.



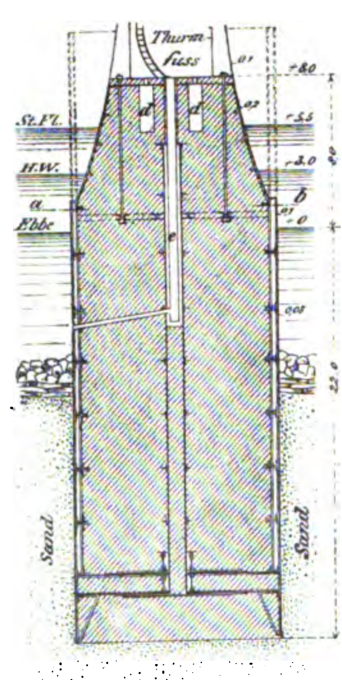
Für den Senkkasten Fig. 693—696 S. 347 ff. hat Verf. die in Fig. 889, 890 dargestellte Befestigung gewählt, bei welcher das untere Ende des Kettengliedes, anstatt durch Muttern, durch einen kräftigen Stahlkeil gehalten wird, der ebenfalls von innen aus leicht gelöst werden kann.

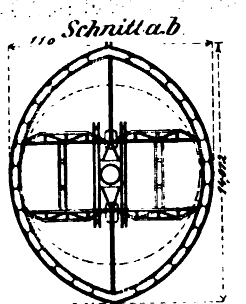
4. Versenkung mit eisernen oder hölzernen Mänteln.

Diese empfiehlt sich namentlich für große Senkkasten bei tiefem Wasser. Bereits in Fig. 685—690 S. 343—345 sind Darstellungen derartiger eiserner Ummantelungen gegeben worden, auf welche hier verwiesen werden kann. Bei jenen Petersburger und Touloner Senkkasten waren die Aussteifungen der Ummantelung durch senkrecht stehende Träger gebildet, die ohne Absteifung gegeneinander den Wasserdruck auszuhalten vermochten. Sowohl diese Rippen als auch der Blechmantel selbst gingen verloren, indem sie eingemauert wurden. Anders war die von Hersent

bei Kaibauten zu Antwerpen benutzte Einrichtung, Fig. 685. Hier war unten über dem Senkkasten längs des unteren Randes der Ummantelung eine Galerie angebracht, welche mit verdichteter Luft gefüllt und begangen werden konnte. Sie diente dazu, die Ummantelung, nachdem der Senkkasten den Grund erreicht hatte, von diesem durch Lösen der Verschraubung zu trennen. Die ganze Ummantelung wurde dann mittels des schwimmenden eisernen Gerüstes gehoben und auf einen anderen Senkkasten gesetzt. Das eiserne Gerüst diente während der Versenkung auf den Grund gleichzeitig dazu, um den schwimmenden Senkkasten senkrecht zu führen, was der einseitigen Belastung wegen notwendig war.

Fig. 891, 892.





In Fig. 891, 892 ist noch ein Senkkasten mit eiserner Ummantelung für den Rote-Sand-Leuchtturm in der Weser-Mündung dargestellt. Die Hauptaussteifungen laufen hier in wagrechter Lage in 3 ^{m} Abstand innenseitig herum und haben die Höhe von 40 ^{cm}. Außer diesen ringförmigen Aussteifungen sind starke senkrechte Spanten aus I-Eisen von 32 ^{cm} Höhe angebracht Die durch diese beiden Aussteifungen eingeschlossenen Blechfelder sind außerdem durch aufgesetzte L-Eisen verstärkt. Der Mantel besteht im unteren Teile aus 8 ^{mm} starken Blechen, in der Ebbezone (von — 0,5 bis + 1,5 ^{m} reichend) aus solchen von 10 ^{mm} Stärke. Der durch den Blechmantel eingehüllte Fundamentraum über der Arbeitskammer ist außerdem durch 2 Querwände in 3 fast gleich große Räume geteilt. Diese Querwände sind parallel der kurzen Achse angeordnet und stehen in 3,86 ^{m} Entfernung voneinander, so daß der 1 ^{m} weite Förderschacht (Schachtrohr) zwischen ihnen liegt. Nach vollständiger Senkung reichen diese Querwände bis zur Niedrigwasserlinie hinauf. Die Länge des Senkkastens ist 14,07 ^{m}, die Breite 11 ^{m} und die Grundfläche 114 ^{qm}. Außer durch die Querwände ist der Mantel über der Decke noch in der Längsachse verankert, um einer Formveränderung vorzubeugen, wenn während der Versenkungs-Arbeiten innen und außen verschiedene Wasserstände herrschen. Der Senkkasten wurde samt der Ummantelung in einem Dock montiert, das Mauerwerk in den Konsolen und etwas Beton über der Decke hergestellt, um das Schwimmen in aufrechter Stellung zu begünstigen, und dann der Senkkasten bei stillem Wetter von Dampfern zur Versenkungsstelle bugsiert. Hier angekommen, wurde derselbe durch Einlassen von Wasser in die Ummantelung über der Decke auf den Grund gesenkt und dieser rund herum durch Faschinen gegen Unterspülung durch den Ebbestrom gesichert. Zunächst wurde noch nicht zur Versenkung in den Grund geschritten, sondern zuvor so schnell als möglich der Mantel mit Beton gefüllt. Auch

späterhin wurde stets nur derartig langsam gesenkt, daß die Oberkante der Betonierung immer über dem niedrigsten Wasser blieb.

Bei derartigen Ausführungen, die dem Wellenschlage ausgesetzt sind, liegt der Schwerpunkt der Ausführung in der Ausfüllung des Mantels mit Beton; denn nur ein massiger Körper wird bei ernstlichem Sturme imstande sein, dem Wellenschlage zu trotzen, nicht aber ein mit Wasser gefüllter, weil dieser selbst durch den äußeren Wellenschlag in Schwingungen gerät. Man hat also vor allen Dingen auf schnellste Ausführung der Betonierung seine Aufmerksamkeit zu richten. In dieser Beziehung war bei einem früheren Versuche an derselben Stelle gefehlt worden, indem man sehr schnell senkte und die Betonierung nur wenig oberhalb des Grundes hielt. Die Folge davon war die vollständige Zerstörung des Mantels bei einem eintretenden Sturme. Man kann den Erfolg einer derartigen Gründung nahezu als gesichert ansehen, sobald die Betonierung den Ebbewasserstand überragt. Allerdings wird auch dann noch der obere Teil des Mantels vom Wellenschlage beschädigt werden können, aber doch immer nur in einer wieder gutzumachenden Weise. Um stets den Wasserstand im Inneren des Mantels ebenso hochzuhalten als außen und dem Wellenschlage keinen vollständig hohlen Körper auszusetzen, der noch leichter zerstört werden würde, kann man in der Ummantelung Klappenventile in verschiedenen Höhen anbringen, die sich mit steigendem Wasser von selber öffnen und Wasser eintreten, aber nicht austreten lassen.

Sehr erschwert wird die Zufuhr des fertigen Betons zum Pfeiler durch den Seegang, der es selten gestattet, an mehreren Seiten gleichzeitig anzulegen. Daher müssen die zum Heben des Betons von den Schiffen dienenden Krane, welche auf dem Senkkasten im Schutze der Ummantelung stehen, so eingerichtet sein, daß sie ihre Tätigkeit nach jeder beliebigen Seite hin entwickeln können und Umstellungen derselben ohne Schwierigkeiten und Zeitverluste zu bewirken sind. In dieser Richtung scheint man auch bei der zweiten Ausführung beim Weser-Leuchtturm die Schwierigkeiten unterschätzt zu haben, und es hat sich infolgedessen die Fertigstellung verzögert.[1] —

Betreffs der Stärke der einzelnen Teile eiserner Ummantelungen ist zwischen dem zuletzt beschriebenen Falle und zwischen einer Senkung in einem Flusse oder in kleinen Landseen mit unbedeutendem Wellenschlage ein großer Unterschied zu machen. Für letztere kommt man mit sehr schwachen Blechen aus, wenn man, wie S. 325 besprochen, die Bleche zwischen den Spanten nach innen ausbauchen läßt, so daß sie wie von innen aus beanspruchte Teile zylindrischer Gefäßwände beansprucht werden. Die Dicke ist dann:

I. $\delta = \frac{rp}{k} + c$, wenn r der Halbmesser, nach welchem das Blech gebogen, p der Wasserdruck, k die zulässige Belastung (700 bis 900 ^{kg}), c eine Konstante $= 0{,}3$ ^{cm}, welche notwendig ist, um die Ausführbarkeit bei kleinem Werte des ersten Gliedes zu sichern. Führt man die Wassertiefe t in ^{m} ein, so kann man auch schreiben:

Ia. $\delta = \frac{rt}{10k} + c$, worin unter t immer nur die Tiefe zu verstehen ist, bis zu welcher der Blechmantel ohne Stütze an der Hintermauerung dem Wasserdrucke ausgesetzt ist. Auf den Wellenschlag braucht keine Rücksicht genommen zu werden, da die Mehrbeanspruchung durch denselben in Flüssen und kleinen Binnengewässern so unbedeutend ist, daß sie durch den Sicherheitskoëffizienten und die Konstante c reichlich gedeckt wird. Ebenso ist auf die Schwächung durch Niete nicht zu rücksichtigen, weil die Blechmäntel nur für kurze Zeit benutzt werden, also eine starke Beanspruchung zulässig ist.

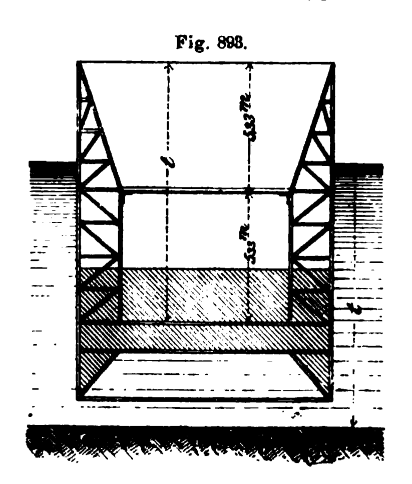
---

[1]) Verf. war vor der Ausführung von der ausführenden Firma um Rat gefragt und hatte diese Anordnung empfohlen.

Bei den Petersburger Senkkasten waren die Bleche durchweg nur etwa 4 mm stark, wiewohl sie nur sehr wenig gebogen waren[1]) und die Wassertiefe etwa 10 m betrug.

Die Versteifungen des Mantels (Spanten) werden in derselben Weise gegen den Wasserdruck berechnet, wie bei den Senkbrunnen S. 325 ff. mitgeteilt. Dieselben fallen weit leichter aus, wenn man die gegenüberliegenden Seiten gegeneinander aussteift, was in der Regel geschehen kann, ohne die Mauerarbeiten im Mantel zu behindern. Diese Queraussteifungen, meistens aus Holz angefertigt, sind aber mit den Spanten fest zu verbinden, damit sie bei unruhigem Wasser sich nicht lösen. Bei der Berechnung der Spanten hat man ebenfalls nicht nötig, auf den geringen Wellenschlag Rücksicht zu nehmen und kann Schmiedeisen unbedenklich mit 800 bis 1000 kg/qcm, Flußeisen bis 1200 kg/qcm beanspruchen. Wenn man die Spanten bei großen Wassertiefen etwa alle 5,3 m gegeneinander absteift, Fig. 893, und das Gewicht des Fundamentes durch geeignete Aussparungen im Mauerwerk so regelt, daß die Blechwand niemals einem größeren Drucke als etwa 5 bis 6 m Wassersäulenhöhe ausgesetzt ist, ohne durch das Mauerwerk gestützt zu sein, so beträgt das Gewicht einer eisernen Ummantelung einschließlich der Spanten 140 bis höchstens 150 kg/qm, wie bereits S. 183 angegeben ist.

Fig. 893.



Will man die Ummantelung wiedergewinnen, so geht dies auch bei Brückenpfeilern sehr gut an, wenn man die Spanten und die Galerie zum Lösen der Schrauben nach außen legt, so daß die Innenseite des Mantels glatte Flächen zeigt.

Die Blechstärke des Mantels für den in der Wesermündung gebauten Leuchtturm betrug, wie mitgeteilt, 10 mm, und es kann dieselbe als für den Wellenschlag an den Küsten, ausgenommen vielleicht besonders ungünstige Lagen, als ausreichend erachtet werden, da die Küste der Nordsee verhältnismäßig unruhig ist und das genannte Bauwerk sich bei stürmischem Wetter bewährt hat.

Besonders geeignet für die Versenkung mit Hilfe wasserdichter Ummantelungen sind Senkkasten aus Holz. Bei denselben wird man, da ihre Anwendung niedrige Holzpreise voraussetzt, auch die Wände des Mantels über der Decke aus Holzwerk herstellen. Unter Umständen kann man auch nur für den unteren Teil des Mantels Eisen oder Holz benutzen. Im Schutze dieses Teiles führt man dann das Mauerwerk mit so vielen Hohlräumen aus, daß weiter oben die Wand des Mantels aus Mauerwerk gebildet werden kann.

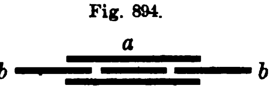
Auf die Vorsichtsmaßregeln betreffs der Ausführung des Senkkastens, sowie betreffs der Sicherung der Flußsohle, welche anzuwenden sind, wenn zwischen dem Zeitpunkte, in welchem der in vorbeschriebener Weise auf Grund hinabgelassene Senkkasten die Sohle erreichte und dem Beginn der Versenkung in den Boden ein längerer Zeitraum verstreicht, ist bereits S. 356 aufmerksam gemacht worden, worauf hier zurückverwiesen werden kann.

Um die eisernen Mäntel nach fertiger Versenkung wiedergewinnen zu können, hat Cottrau bei Gründungen gelegentlich der Tiber-Regulierung

[1]) Eine künstliche Biegung wurde ihnen gar nicht gegeben; die Biegung stellte sich infolge der Elastizität der Aussteifungen und der Unebenheit der Bleche in ganz geringem Maße von selbst ein.

dieselben aus etwa 0,75 m breiten und 5 m hohen Blechstreifen *b* hergestellt, welche nach nebenstehender Abbildung (Fig. 894) durch Teile *a* verbunden wurden, die aus einem Füllstück mit aufgenieteten Flacheisen bestanden und so eine Führung bildeten. Die Verbindung mit dem Senkkasten erfolgte durch schwache Niete, die beim Herausziehen der Mantelteile mittels einer Winde abgerissen wurden. Die Fugen waren mit Hanfabfällen gedichtet.[1])

Fig. 894.



b. Versenkung in den Boden.

Sobald der Senkkasten sicher aufsteht und das Wasser durch die verdichtete Luft entweder unter dem Rande hindurch, oder bei dichtem Boden durch ein nach oben führendes Rohr (ein sogen. Syphon) verdrängt worden ist, kann man die Verbindung mit dem Gerüst lösen. Man hat wohl die Ketten noch längere Zeit über diesen Zeitpunkt hinaus beibehalten; Verfasser erachtet dies aber für sehr gefährlich. Das Bedenkliche beruht in der aus 3 Kräften zusammengesetzten Unterstützung des Senkkastens, dem Auftriebe der Luft, der Reibung im Boden und der Tragfähigkeit der Ketten. Die erste dieser 3 Stützen, der Auftrieb, ist bei weitem überwiegend; er wächst mit zunehmender Tiefe, kann aber bei einem unglücklichen Zufall, wie vorhin von Lauenburg berichtet, fast plötzlich ganz fortfallen, und es bleiben alsdann nur Reibung und Ketten übrig. Da aber die Reibung für eine bestimmte Stellung dieselbe Größe behält, so muß die ganze Mehrbelastung auf die Ketten kommen, wenn diese nicht schnell genug lösbar sind. Es ist daher anzuraten, die Ketten nur beizubehalten, wenn ungewöhnliche Verhältnisse vorliegen; wenn also z. B. Senkkasten von sehr geringer Breite in sehr tiefem Wasser versenkt werden, die, bevor sie im Boden genügende Führung erlangen, leicht umkippen könnten, oder auch wenn unter einer festeren Schicht eine Schlammschicht zu durchteufen ist, deren Tragfähigkeit man nicht kennt. Auch hier würde Verfasser, sobald der ganze Umfang des Senkkastens aus der festen Schicht in den Schlamm eingedrungen und dieser, durch den Druck verdichtet, genügende Tragfähigkeit zeigt, die Ketten lösen.

Als Grund, die Ketten auch während des Senkens im Boden beizubehalten, wird gewöhnlich der angegeben, daß man mit denselben den Senkkasten gerade führen müsse. Den gleichen Zweck erreicht man aber in vollständig ungefährlicher Weise dadurch, daß man die Konsolen vorher ausmauert und sich dadurch eine von der Senkkasten-Schneide nach der Decke an Breite zunehmende Stützfläche schafft. Zeigt der Senkkasten eine Neigung, nach einer Seite hinüberzugehen, so hat man nur nötig, an dieser das Fortnehmen des Bodens zu unterlassen und dem Senkkasten dadurch eine größere Stützfläche zu schaffen, auf der gegenüberliegenden Seite aber die Schneide möglichst freizulegen.

Je weniger tragfähig der zu durchteufende Boden ist, desto stärkere Neigung muß die Vorderseite der Konsolen erhalten. Diese Überlegung führte den Verfasser bei Entwerfung des in Fig. 693 S. 346 ff. dargestellten Senkkastens auf den gewählten Querschnitt, bei welchem die Stützfläche sehr rasch zunimmt.

Die ungünstige Wirkung zu geringer Unterstützungsflächen hatte Verfasser mehrfach Gelegenheit zu beobachten. So wurde bei einem Senkkasten der Elbebrücke bei Hämerten, um die Ketten zu entlasten, das Mauerwerk zwischen den Konsolen nur in der gleichmäßigen Stärke von

---

[1]) Wochenschr. d. österr. Ing- u. Arch.-Ver. 1885. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1886, S. 283. — Eine viel komplizierte Konstruktion für einen nachträglich lösbaren Mantel hat sich die österr. Unternehmer-Firma Gebr. Klein, A. Schmoll & E. Gärtner patentieren lassen. Näheres in den Technischen Blättern 1885 Heft 1. Auszügl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886 S. 283 und 284. Auch Les ann. des trav. publ. 1885 S. 1378.

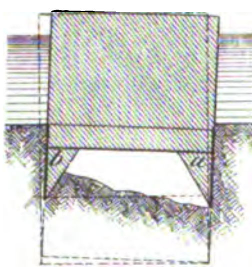
1 Ziegelstein ausgeführt. Die Folge davon war, daß derselbe, als er eine schiefe Stellung eingenommen hatte, nicht geradegerichtet werden konnte, weil die Stützfläche am Umfange nicht veränderlich war, sondern stets nur die Breite einer Ziegelsteinlänge besaß, wie tief auch die Seitenwand im Boden steckte, Fig. 895, schließlich stand der Pfeiler, als der feste Baugrund erreicht war, in der Längsrichtung etwa 0,5 m aus der Wage. Um ihn gerade zu stellen, blieb nichts übrig, als die zu tief stehende Seite bis auf $^1/_3$ der ganzen Länge voll auszumauern und dann den Luftdruck so lange zu vermindern. bis der Pfeiler sich geradegestellt hatte.

Bei der Newa-Brücke in St. Petersburg hatte zwar das betr. Mauerwerk eine keilförmige Gestalt; indessen war für den dortigen weichen Untergrund die Neigung ungenügend, so daß die Senkkasten bis an die Decke einsanken, wenn nicht eine weitere Unterstützung geschaffen wurde. Eine solche stellte man durch Absteifen der Decke mittels aufgestapelter

Fig. 895.

Fig. 896.

Fig. 897.



kurzer Hölzer, Fig. 896, in ausreichender, den Betrieb aber sehr beeinträchtigender Weise her. Weit bequemer würden Konsolen von starker Neigung gewesen sein.[1])

Man besitzt in dem schrägen Mauerwerke zwischen den Konsolen sogar ein Mittel, einen Senkkasten, der etwas fehlerhaft steht, solange er noch nicht zu tief in den Boden eingedrungen ist, etwas seitlich zu verschieben. Man gräbt nämlich die Seite *a*, Fig. 897, von welcher man den Senkkasten entfernen will, tiefer aus. Der Pfeiler wird sich dann oben dieser Seite zuneigen, indem er sich um die Kante *b* dreht. Läßt man ihn nun in dieser schrägen Stellung weiter sinken und richtet ihn dann wieder gerade, indem man bei *b* tief ausgräbt, so daß er um die Kante *a* eine Drehung macht, so erreicht man damit eine seitliche Verschiebung in der Richtung von *a* nach *b*.

Der Mangel an Veränderlichkeit in der Größe der Stützfläche bietet besonders bei Versenkung eiserner Röhrenpfeiler Schwierigkeiten. Selbst durch einseitige Belastung ist man oft nicht imstande, dieselben gerade zu richten, wenn sie eine schiefe Stellung angenommen haben. Nach Mitteilung von Malézieux[2]) hat Ingenieur Sickels bei einem Brückenbau in Omaha (Amerika) dabei das folgende Verfahren mit Nutzen angewendet: Die eisernen Zylinder waren ähnlich denjenigen der Theiß-Brücke bei Szegedin (Fig. 672, 673, S. 839) ganz mit verdichteter Luft gefüllt. Um sie gerade zu richten, durchbohrte Sickels die Wandung des Zylinders an der zu hoch stehenden Seite mit einer Anzahl kleiner Löcher in verschiedener

[1]) Das Fehlen des Mauerwerkes zwischen den Konsolen unter der Decke hat sich auch beim Bau der Brücke von S'Oued Endja (Algier) als nachteilig gezeigt. Z. vergl. Ann. des ponts et chauss. 1899 2. trim. S. 22.

[2]) Ann. des ponts et chauss. 1874 S. 348.

Höhe unterhalb der Erdoberfläche. Die durch die Löcher austretende verdichtete Luft lockerte den Boden, den sie durchströmte, verminderte die Kohäsion und den Reibungswiderstand auf dieser Seite, wonach sich der Zylinder wieder gerade einstellte.

Auch zu anderem Zwecke muß man häufig verdichtete Luft entweichen lassen. Wenn nämlich der Senkkasten tief im Boden steckt, wird die Reibung an den Seiten so stark, daß dieselbe, im Verein mit dem zur Fernhaltung des Wassers notwendigen Luftdruck, das ganze Fundament trägt, so daß die Schneide des Senkkastens vollständig untergraben werden kann, ohne daß eine Senkung erfolgt. Dieser Zustand ist insofern ungünstig, als dabei unter der Schneide sehr viel Boden von außen eindringt, der nutzloserweise gefördert werden muß. Um den Senkkasten zum Sinken zu bringen, vermindert man dann den Luftdruck, indem man die Maschinen stillstehen und einen Teil der verdichteten Luft durch die Schleusenhähne ausströmen läßt. Stellt man diese Luftverdünnung sehr langsam her, so daß das Wasser von außen unter der Schneide in den Senkkasten eindringen kann, so reißt dieses viel Sand mit in den Senkkasten hinein. Verdünnt man aber durch Öffnen eines großen Ventiles die Luft so schnell, daß der Senkkasten schon sinkt, während noch die letzten, unter der Schneide ausgetretenen, aufsteigenden Luftmassen dem Wasserdruck das Gleichgewicht halten, und läßt man ebenso schnell durch die Luftpressen wieder den vollen Druck herstellen, so dringt sehr wenig Boden ein. Bevor man eine solche gewaltsame Senkung vornimmt, muß man den Boden rund um die Schneide von innen untersuchen, ob nicht etwa ein großer Stein oder Baumstamm im Grunde steckt, der den Senkkasten beschädigen könnte.

Bei einem Pfeiler des Viaduktes zu Marmande hatte sich der eiserne Senkkasten unmittelbar über den Deckenträgern infolge starker Luftverdünnung losgelöst, so daß sich hier eine durchgehende wagrechte Fuge von 8 bis 12 cm Weite gebildet hatte. Um diese wieder zu füllen, entfernte man Schleusen und Schachtrohre und befestigte dieselben weiter oben in der Aussparung für die Rohre in ähnlicher Weise wie bei gemauerten Senkkasten, Fig. 898—900. Darauf brach man das Mauerwerk über dem Risse, zu den Schachtrohren ansteigend, aus, indem man stets nur einen Teil von beiden Rohren aus (1 und 1, 2 und 2, 3 und 3 des Grundrisses) in Angriff nahm und denselben erst wieder fertig mauerte, bevor man an den nächsten ging. Nach des Verf. Wissen ist dies der einzige in solcher Art vorgekommene Fall, der allerdings bei Anwendung eines eisernen Mantels nicht eintreten kann. Die Verhältnisse waren aber zu Marmande so besonders ungünstige und schließlich die Kosten der Ausbesserung (rd. 3760 M.) so mäßige, daß man ihretwegen den eisernen Mänteln noch nicht das Wort reden kann. Es bestand nämlich das Mauerwerk aus rohen Bruchsteinen, die ohne jeden Putz und Fugenverstrich einen bedeutenden Reibungswiderstand erzeugen mußten. Außerdem war der Boden, in welchem das Fundament steckte, kein gleichmäßiger. Es erzeugten vielmehr die oberen sehr scharfen Kiesschichten, welche das Fundament am Sinken hinderten, eine weit größere Reibung als die unteren, in denen die schon an und für sich glatteren Seitenwände des eisernen Senkkastens sich befanden. Außerdem wurde das Mauerwerk in Kalkmörtel ausgeführt. Als Sicherheitsmaßregeln gegen solche Zufälle schlägt Séjourné vor: 1. die Wände mit Zement abzuputzen; 2. den Wänden nach oben Anlauf zu geben und jedes Auskragen zu vermeiden; 3. den Senkkasten mit dem oberen Mauerwerk durch eiserne Anker zu verbinden; 4. den Luftdruck niemals stärker zu vermindern, als das Gewicht des Senkkastens mit dem Mauerwerk zwischen den Konsolen und Deckenträgern beträgt; 5. die Schleusen gegen das obere Mauerwerk abzusteifen, so daß die Schachtrohre gleichsam Anker bilden.

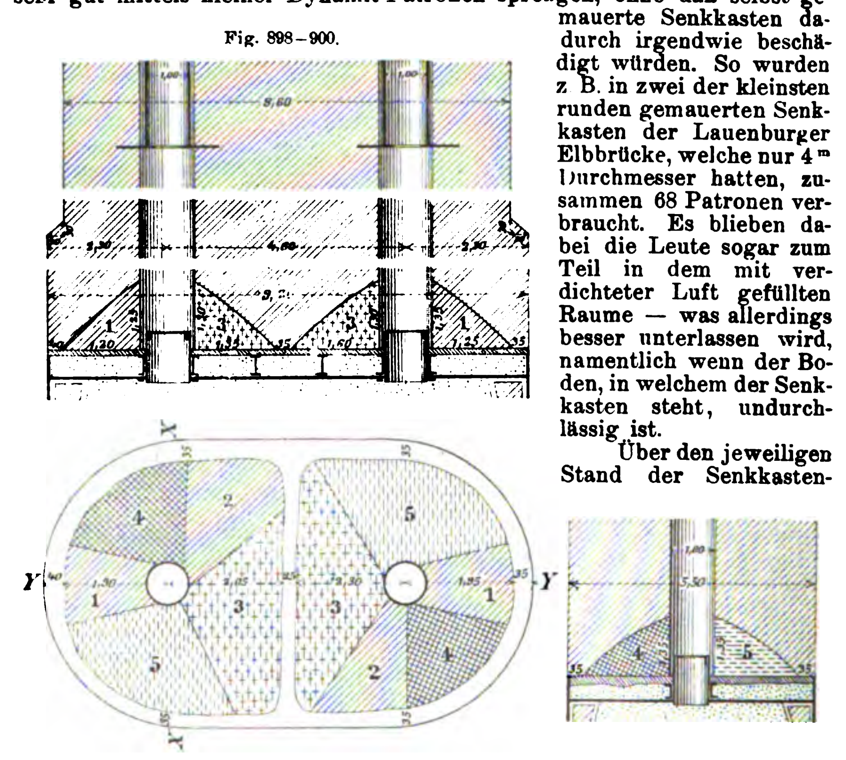
Trotz dieser Vorsichtsmaßregeln hält er es für bedenklich, die Mantel-

bleche fortzulassen, wenn die Gründung in ungleichartigem Boden ausgeführt wird, und wenn namentlich die untere Schicht weicher ist.

Verfasser kann die Bedenken Séjourné's nicht vollständig teilen, hält vielmehr für jeden Boden die Mantelbleche entbehrlich — wenn man die Außenflächen aus Ziegelmauerwerk herstellt, sie putzt und glattreibt und je nach der Ungunst der Bodenart, mit der man zu tun hat, die Wände mehr oder weniger stark einzieht. Namentlich ist die letzte Anordnung die sicherste von allen und macht bei gutem Mauerwerk in Zementmörtel aufgeführt, jede weitere Verankerung überflüssig. Will man die Schachtrohre als Anker benutzen, so dürfen jedenfalls während des Luftauslasses keine Menschen im Senkkasten und den Schleusen sich aufhalten.

Große Steine und Felsspitzen, die man im Grunde antrifft, lassen sich sehr gut mittels kleiner Dynamit-Patronen sprengen, ohne daß selbst gemauerte Senkkasten dadurch irgendwie beschädigt würden. So wurden z. B. in zwei der kleinsten runden gemauerten Senkkasten der Lauenburger Elbbrücke, welche nur 4 m Durchmesser hatten, zusammen 68 Patronen verbraucht. Es blieben dabei die Leute sogar zum Teil in dem mit verdichteter Luft gefüllten Raume — was allerdings besser unterlassen wird, namentlich wenn der Boden, in welchem der Senkkasten steht, undurchlässig ist.

Fig. 898–900.



Über den jeweiligen Stand der Senkkasten-Schneide verschafft man sich während der Senkung — wie bei den Brunnen-Gründungen — durch angebrachte geteilte Latten Kenntnis.

Sollen Pfeiler in der Nähe alter Bauwerke gesenkt werden, so muß man letztere vor der Unterwühlung durch die unter der Schneide des Senkkastens austretende Preßluft sichern. Man erreicht dies am einfachsten dadurch, daß man die Schneide an den Seiten, welche den alten Bauwerken zugekehrt sind, etwas tiefer hinabführt als an den den Bauwerken abgewendeten. Die Preßluft entweicht dann nur unter den letzteren.

Ein anderes Mittel dies zu erreichen ist die Anbringung von besonderen Rohren für den Austritt der überschüssigen Luft, deren unteres Ende etwas über der Senkkasten-Schneide liegt, während das obere Ende im Wasser über der Senkkasten-Decke endigt.

H. Beleuchtung und Einrichtungen zum Verkehr mit den Arbeitern im Senkkasten.

Die Beleuchtung der Schleusen und Senkkasten geschah früher durchweg mittels Stearinkerzen. Diese haben die unangenehme Eigenschaft, daß sie mit größer werdendem Luftdruck stark rußen. Bei Senkungen in dichtem, lehmigen Boden, in welchem die Lufterneuerung ungünstiger ist, wird dieser Übelstand zur fast unleidlichen Plage. In St. Petersburg wurden deshalb den Arbeitern Respiratoren, die mit Watte gefüllt waren, geliefert, um so zu verhindern, daß die mit Ruß geschwängerte Luft in die Lungen eingeführt werde. Diese Einrichtung war den Leuten meistens zu ungewohnt, so daß sie auf den Gebrauch derselben verzichteten. Wie nötig dieselbe aber war, geht daraus hervor, daß nach nur halbstündigem Aufenthalte im Senkkasten vor dem Einsteigen frisch eingelegte Watte oft ein Aussehen wie mit Tinte durchtränkt angenommen hatte.

Außer durch das Rußen verschlechtern die in der verdichteten Luft brennenden Flammen jeder Art die Luft durch die entwickelten Verbrennungsgase. Dies führte schon ziemlich früh dazu, wenigstens die Luftschleusen von außen zu erleuchten, indem man in den Wänden derselben durch Glas geschlossene Öffnungen anbrachte, durch welche bei Tage das Sonnenlicht in genügendem Maße Einlaß erhielt und vor die man des Abends mit Reflektoren versehene Lampen hängte. Bereits früher ist erwähnt, daß als Glasverschluß für diese Öffnungen hohle Halbkugeln aus Glas der größeren Widerstandsfähigkeit wegen den sonst gebräuchlichen flachen Glaslinsen vorzuziehen seien.

Eine derartige Einrichtung hat man auch bei den Senkkasten an der Mississippi-Brücke getroffen. Man hat, ähnlich wie bei den Eisenbahnwagen, an der Decke die Lichte in starken Glasbehältern angebracht, welche unmittelbar mit der atmosphärischen Luft durch Röhren verbunden waren. Bei der Alexander-Brücke in St. Petersburg war, als Verfasser dorthin kam, diese Einrichtung nicht mehr in derselben Weise auszuführen und hat derselbe daher, um die Luft zu verbessern, die in Fig. 901, 902 dargestellten Petroleum-Lampen entworfen, welche an beliebigen Stellen im Senkkasten aufgehängt werden konnten. Die Lampe besteht aus einem luftdichten gußeisernen Gehäuse, welches auf einer Seite durch eine Halbkugel D aus Glas geschlossen ist. Diese ist in einen gußeisernen Deckel luftdicht eingesetzt, der sich oben um ein Scharnier dreht und unten durch eine Flügelschraube E auf seinen Sitz gedrückt wird; die Dichtung geschieht durch einen Gummiring H. Der Boden des Gehäuses wurde durch einen schmiedeisernen, unter demselben liegenden Bügel in ähnlicher Weise gegen seinen Sitz gedrückt, so daß beide Teile sehr schnell geöffnet werden konnten. An dem Boden ist die eigentliche Lampe befestigt; und zwar stellt A den Petroleum-Behälter dar, unter welchem ein hohler Raum B sich befindet, dessen Seitenwände durchlocht sind, um die sauerstoffhaltige verdichtete Luft, welche durch einen kleinen Hahn a am Boden in den Raum B eintritt, durchzulassen. Der Raum B ist mit Watte gefüllt, um der Luft die Unreinigkeiten (Ruß) zu entziehen, welche sie etwa enthält, sowie auch, um zu erreichen, daß die einströmende Luft recht fein verteilt in das Gehäuse gelangt. Letzteres ist notwendig, weil durch einen heftigen, wenn auch dünnen Luftstrahl die Flamme ausgeblasen werden könnte oder wenigstens unruhig brennen würde. Der Watte im Raume B kann man auch hygroskopische Stoffe beigeben, welche die Wasserdämpfe binden, die sich bilden, wenn die eintretende verdichtete Luft sich ausdehnt; doch haben sich bei den ausgeführten Lampen, welche nur mit einfacher Watte gefüllt waren, Nachteile infolge der Nebelbildung nicht gezeigt. Durch ein konisches Räderpaar G, das von außen mittels der Stange GF gedreht werden kann, wird die Flamme geregelt. Die Stange GF verläßt den Boden des Gehäuses durch eine kleine Stopfbüchse c. Um die Flamme herum befindet sich ein Reflektor f aus versilbertem Messingblech. Die Verbrennungsgase entweichen oben durch ein Gasrohr, welches

mit der äußeren Luft in Verbindung steht und durch den Hahn *b* abgeschlossen werden kann, wenn das Gehäuse geöffnet werden soll. Das Rohr steht mit dem Gehäuse durch die Stopfbüchse *d* in Verbindung, welche eine beliebige Drehung der Lampe gestattet. Auch die Aufhänge-Vorrichtung *e* der Lampe gestattet eine beliebige Drehung.

Fig. 901, 902.

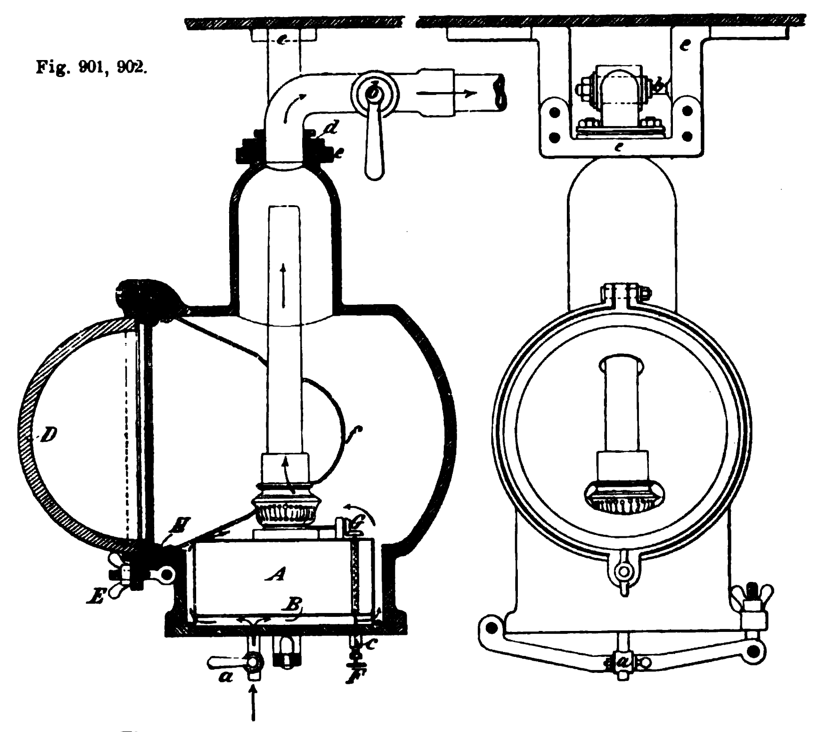
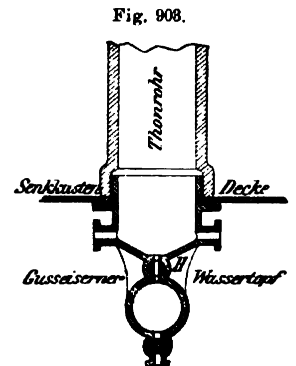


Fig. 903.



Ein Teil der in Petersburg angefertigten Lampen hatte Glaskugeln *D* nach 2 Seiten hin und dementsprechend Doppel-Reflektoren, die Rohre sämtlicher Lampen, welche in einem Senkkasten brannten, mündeten in ein weiteres Gasrohr, welches in den Schachtrohren nach oben geführt war und unterhalb der Luftschleuse ins Freie trat. Selbstverständlich war hier nochmals ein Verschlußhahn angebracht.

Bei diesen Lampen muß man vor allen Dingen für dichte Rohrleitungen sorgen, damit infolge starker Strömungen in den Gasrohren die Flammen nicht flackern. Es ist daher zweckmäßiger, anstatt die Verbrennungsgase, wie dies in St. Petersburg verhältnishalber geschehen mußte, in einem nur engen Gasrohre innerhalb der Schachtrohre nach oben zu führen, ein schornsteinartiges, etwa 20 cm weites Rohr unmittelbar durch das Mauerwerk nach oben zu legen. Dieser Schornstein braucht nur unten an der Senkkasten-Decke, wo alle kleinen Gasrohre in denselben münden, aus Gußeisen zu bestehen, während er im übrigen ebensogut aus glasierten Tonröhren hergestellt werden kann. Fig. 903

zeigt einen Wassertopf mit doppelten Hähnen H unten an demselben zum Ausschleusen des Wassers für das untere Ende der Leitung.

Es ist selbstverständlich, daß man auch Gasflammen in solche Gehäuse einschließen und auch für Stearinlichte ähnliche herstellen kann, die viel einfacher ausfallen, wenn man sie, nach Art der sogen. Diebeslaternen, aus einem starken, runden Glaszylinder bildet. Gas hat man auch ohne Anwendung von Gehäusen in Senkkasten gebrannt, z. B. bei der East-River-Brücke. Es brannten dort in den großen Senkkasten 60 in den 6 Abteilungen derselben verteilte Flammen. Der Gasdruck betrug 1 bis 2 Atmosphären mehr als der Luftdruck. Eine oben angebrachte Gaspumpe preßte das Gas in einen Behälter unten, und nach Maßgabe der Füllung des letzteren drückte das Gas eine Wassersäule in den oberen Behälter. Ein Schwimmer regelte oben den Zuflußhahn und stellte auf diese Weise einen selbsttätigen Apparat her. Bei 2,5 $^{kg}/_{qcm}$ Luftüberdruck gab ein Brenner das Vierfache an Lichtstärke wie bei gewöhnlichem atmosphärischen Druck. Die Luft im Senkkasten soll ganz rauchfrei geblieben sein. Es ist dies jedenfalls ein Vorzug, den die Gasflammen vor den Stearinlichten voraus haben. Anderseits ist nicht zu übersehen, daß die Kohlensäure-Menge, welche sie erzeugen, ein Mehrfaches derjenigen bei Stearinkerzen ist, und daß sie auch die Luft weit mehr erhitzen. Aus diesen Gründen verdient die jetzt wohl allgemein übliche elektrische Beleuchtung vor allen anderen den Vorzug. In St. Petersburg wurde dieselbe versucht, stellte sich aber damals einerseits noch sehr teuer und anderseits war sie für die dortigen Senkkasten nicht zweckmäßig, weil die in denselben befindlichen vielen Holzstützen unter der Decke zu starke Schattenwirkungen verursachten. Bei elektrischer Beleuchtung wird man daher der starken Schatten wegen den Arbeitsraum möglichst freizuhalten haben. Auch empfiehlt es sich, wie bei jeder anderen Beleuchtung, so namentlich bei dieser, Wände und Decke der Arbeitsräume mit Weißkalk zu streichen, um das Reflektieren des Lichtes zu befördern. Dieser Anstrich erhöht zugleich die Dichtigkeit der Wände.

Um sich mit den Arbeitern im Senkkasten und den Schleusen von außen verständigen zu können, wäre es zweckmäßig, eine telephonische Verbindung nach unten anzulegen, soviel bekannt, ist es jedoch bisher noch nicht gelungen, eine solche gebrauchsfähig herzustellen. Früher verabredete man einfache Zeichen, die durch Klopfen an die Schleusenwand gegeben wurden. Auch wurden wohl Klingelzüge von außen nach unten angeordnet (in St. Petersburg), deren ein- oder mehrmaliges Anziehen bestimmte Bedeutungen hatten. Auch kann man einen doppelten Hahn anbringen, durch den sich Zettel ein- und ausschleusen lassen. Möge man nun eine Verständigungsart wählen, welche man will, jedenfalls ist es erforderlich, ein unzweideutiges Zeichen festzusetzen, auf welches sofort sämtliche Mannschaften den Senkkasten zu verlassen haben.

Als fernere Ausstattungs-Gegenstände für Senkkasten und Schleusen seien noch Thermometer von möglichst großer Empfindlichkeit, sowie auch Manometer empfohlen.

J. Ausfüllung der Senkkasten.

In Beziehung auf die Ausfüllung der bis zur gewollten Tiefe in den Grund gesenkten Senkkasten ist auf folgende Punkte aufmerksam zu machen:

Da das Mauern in der verdichteten Luft sehr mühsam und angreifend ist, so muß den Arbeitern ihr Werk so viel als möglich erleichtert werden, wenn man ein brauchbares Mauerwerk erhalten will. Es ist daher vollständig verfehlt, zum Ausmauern schwere Bruchsteine zu verwenden. Die Anstrengung, welche es kostet, solche Steine, namentlich dicht unter der Decke, zu verarbeiten, ist so groß, daß billigerweise entweder nur

eine schlechte Arbeit bei mäßiger Arbeitsmenge, oder aber eine mäßige Leistung bei sehr geringer Arbeitsmenge erwartet werden kann. Außerdem setzt man sich der Gefahr aus, daß die Leute jeden unbewachten Augenblick zu kleinen Betrügereien ausnutzen. Ist man gezwungen, überhaupt Bruchsteine zu verwenden, so wähle man kleine Steine aus. Den Mehrbedarf an Mörtel, den sie erfordern, bringt man durch Zeitersparnis wieder ein, und kaum irgendwo wie hier gilt der Spruch, daß Zeit Geld sei. Außerdem lasse man an freier Luft Zwicker und flache Steine schlagen, um die letzte Fuge unter der geraden Decke damit auszufüllen. Diese Fuge ist zunächst vollständig mit Mörtel zu füllen und es sind darauf Zwicker mit der Hand hineinzudrücken. Ein Schlagen mit dem Hammer nützt nicht nur nichts, sondern wirkt geradezu schädlich, weil infolge der Erschütterung der Mörtel zusammensinkt, so daß schließlich nur einige Punkte der Oberfläche des Zwickers die Decke des Senkkastens berühren.

Das weite Eingehen in Einzelheiten an dieser Stelle hat seinen Grund in der Überzeugung des Verfassers, daß eine große Anzahl von ausgemauerten Senkkasten ungenügend gefüllt ist, und zwar nicht allein durch Verschulden der Arbeiter, sondern durch das geringe praktische Verständnis der leitenden Persönlichkeiten. Am besten gelingt die Ausmauerung mit guten hart gebrannten Ziegelsteinen, welche Verfasser daher aufs dringendste empfiehlt. Als Zwicker für die Schicht unter der Decke sind dabei Brocken von hart gebrannten Dachsteinen (sogen. Biberschwänzen) vorteilhaft zu verwerten. Ziegelsteine lassen sich auch sehr bequem aus oben liegenden Schleusen in den Senkkastenraum befördern, indem man sie durch eine aus Brettern zusammengenagelte Röhre gleiten läßt, der man einen etwas größeren lichten Querschnitt gibt, als denjenigen der Steine. Damit die Geschwindigkeit bei dem Durchgleiten keine zu große werde, kann man die Röhre im Zickzack nach unten führen; bei engem Schluß der Steinflächen an der Röhrenwand wirkt aber auch schon die eintretende Luftpressung verzögernd auf die Geschwindigkeit des Steines. Vor der unteren Öffnung der Röhre wird Sand aufgehäuft, auf den die Steine fallen.

Das für die Mauerarbeiten notwendige Wasser muß man, wenn der Grund undurchlässig ist, von oben hineinschaffen. Man benutzt zu dem Zwecke ein Gasrohr, welches bis in den Senkkasten reicht und oben irgendwo aus dem Schachtrohre ins Freie tritt. Dieses Rohr muß am oberen und unteren Ende einen Hahn haben. Man kann dann entweder Wasser in der Weise hinunterschaffen, daß man abwechselnd den unteren Hahn schließt und den oberen öffnet, so daß die im Rohre befindliche verdichtete Luft entweichen und das Rohr mit Wasser gefüllt werden kann, darauf aber umgekehrt den oberen schließt und den unteren öffnet, so daß das Wasser unten im Senkkasten ausläuft. Oder aber, man verbindet das obere Ende des Rohres mittels eines starken Gummischlauches mit einer Hand-Druckpumpe, öffnet dann beide Hähne des Rohres und pumpt so lange Wasser hinein, bis ein größeres im Senkkasten stehendes Sammelgefäß gefüllt ist. Bei der Alexander-Brücke in St. Petersburg wurden beide Arten der Wasserförderung angewendet.

Auch in durchlässigem Sandboden kann man unten nicht immer ohne weiteres genügend Wasser bekommen. Die Luft drückt, namentlich wenn der Raum im Senkkasten enger wird, das Wasser häufig so viel tiefer als die Schneide des Senkkastens bezw. die Oberfläche des Erdbodens im Senkkasten fort, daß man tief graben muß, um Grundwasser anzutreffen. Man könnte dies dadurch hindern, daß man entsprechend weniger Luft zuführen läßt; doch würde dadurch die gegen Ende der Ausmauerung schon an und für sich sehr schlechte Luft noch mehr gesundheitsschädlich werden.

Bei dem Brückenbau in Hämerten hatten sich die Arbeiter in folgender Weise zu helfen gesucht: Sie machten mit Hilfe zweier Zementtonnen ohne Böden einen Brunnen mitten im Senkkasten und deckten

denselben mit einer der Klappen, die zum Verschluß der Schachtrohr-Mündungen an der Senkkasten-Decke dienten, zu. Dieser, wenn auch sehr ungenügende Verschluß, entzog das Innere des Brunnens insoweit dem Einflusse der verdichteten Luft, daß der Wasserspiegel sich hoch genug in demselben einstellte, um mit Schöpfgefäßen erreichbar zu sein. Ließ man den Deckel fort, so war der Brunnen sehr bald ganz trocken.

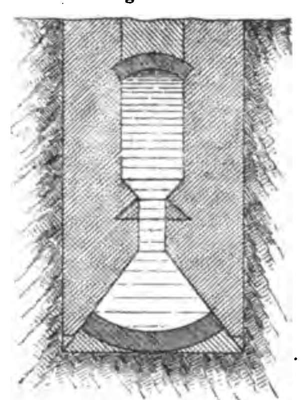
In den Dömitzer Senkkasten ließ Verfasser für den vorliegenden Zweck einen kurzen Abessinier-Brunnen einschrauben, der Wasser die Fülle lieferte.

Das Ausfüllen der Senkkasten mit Beton ist für die Arbeiter weit weniger anstrengend, als das Mauern. Bei eisernen Senkkasten mit wagrechten Blechdecken ist aber auch durch Betonieren eine vollständige Ausfüllung nicht zu erwarten. Auch hier wird die Decke nur mit kleinen Flächen einzelner Steine in Berührung kommen. Bei solchen Decken empfiehlt sich daher mehr eine Vereinigung des Ausmauerns mit dem Betonieren in der Weise, daß man einzelne schwache Quermauern zieht, die Zwischenräume bis nahe zur Decke voll Beton stampft und den Rest mit Ziegelmauerwerk füllt.

Recht zweckmäßig ist auch das Ausgießen der Fuge unmittelbar unter der ebenen Decke mit flüssigem Zement unter höherem Drucke.

Ganz vorzüglich eignen sich dagegen die kegelförmigen Hohlräume für die Betonierung. Man kann bei diesen die Füllung sogar recht gut ohne Anwendung verdichteter Luft ausführen.

Fig. 904.



Hat man zuvor die Sohle des Hohlraumes mit einer wasserdichten Schicht aus Mauerwerk in der S. 545 näher beschriebenen Weise abgeschlossen, so wird man oft den übrigen Hohlraum in schnellster Weise, sogar ohne Anwendung eines Betontrichters oder einer Pumpe, voll Beton stürzen können. Ist unten ein Sohlengewölbe angebracht oder wenigstens das Sohlenmauerwerk so stark ausgeführt, daß ein Durchbrechen desselben nicht zu fürchten ist, so kann man die Hohlräume auch einfach voll Sand schlämmen, oder — für die Belastung des Baugrundes noch günstiger — auch ungefüllt lassen und oben nur durch ein Gewölbe schließen, Fig. 904. In der vorbeschriebenen Weise angewendet, hält Verfasser eine teilweise Ausfüllung mit Sand für sehr zweckmäßig.

Der Ausfüllung des ganzen Hohlraumes bis zur geraden Decke eiserner Senkkasten mit Sand kann Verfasser nicht das Wort reden. Bei Senkkasten mit geraden Decken wird man niemals im Stande sein, den Sand, sei er nun trocken oder feucht, so fest einzustampfen, daß er auch dann noch überall die Decke berührt, wenn späterhin Wasser eingedrungen ist. Verfasser hat selbst Gelegenheit gehabt, an einem mit größter Sorgfalt mit Sand gefüllten eisernen Senkkasten sich von der Unzulänglichkeit dieses Verfahrens zu überzeugen. Die Decke desselben ist nicht gestützt; er steht vielmehr — immerhin noch mit ziemlicher Sicherheit — auf dem Konsolenmauerwerk, und wird außerdem durch die Reibung an den Seiten des Fundamentes in dem scharfen Sande gehalten.

Weit weniger bedenklich ist es, den Hohlraum zu unterst mit Sand zu füllen; man erreicht dies am einfachsten dadurch, daß man zum Schlusse der Senkungsarbeiten noch eine starke Luftverdünnung allmählich eintreten läßt. Dadurch dringt mit dem Wasser viel Sand in den Senkkasten

ein, der dann noch besonders fest abgelagert wird, wenn das Wasser durch die Luft wieder unter der Schneide hinausgedrängt wird und dabei die Sandlage in der Richtung von oben nach unten durchströmt; der noch übrige Hohlraum muß dann ausgemauert werden. Bei dieser Art der Ausfüllung wird man als Fundament-Unterkante immer nur die untere Fläche des Mauerwerkes rechnen können, während das noch tiefer hinabreichende Mauerwerk zwischen den Konsolen längs der Außenwände nur den gleichen Dienst wie hölzerne Spundwände von Beton-Fundamenten erfüllt.

Eine Anfüllung des ganzen Hohlraumes mit einer gebundenen Masse verdient jedenfalls den Vorzug, weil bei der Sandfüllung infolge teilweiser Unterspülung der Schneide eher ein Versinken des Pfeilers eintreten muß, indem der Sand an dieser Stelle ausströmt und die nicht unterstützte Fläche des Fundamentes dadurch schnell vergrößert wird. Besteht der Baugrund aus Ton, so ist eine Anfüllung mit Sand auch deswegen unzulässig, weil durch denselben das Wasser Zutritt zur Oberfläche des Tones erhält. Der Ton, an sich vielleicht sehr fest und tragfähig, kann dadurch erweicht werden, so daß er, in die Hohlräume des Sandes eindringend, ein Setzen des Pfeilers bewirken würde. Bei Tonboden ist also zu unterst die Anbringung einer Beton- oder Mauerwerks-Schicht notwendig.

K. Sicherungsmittel für den Betrieb der Luftdruck-Gründungen.

Literatur.

Deutsche Bauztg. 1884, S. 174 ff.; L. Brennecke: Wie kann man bei pneumat. Fundierungen mit hohem Luftdrucke die Gefahren für die Gesundheit der Arbeiter mindern? — Dr. H. Eulenberg. Handbuch d. öffentl. Gesundheitswesens, Bd. 2; Prof. Dr. Friedberg über denselben Gegenstand. — Zeitschr. für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen im preuß. Staate, Jahrg. 1878; H. Wagner über denselben Gegenstand. – Beiheft zum Marine-Verordn.-Bl. 1884, Nr. 51; Dr. Wendt: Welche Unfälle, Krankheiten und Krankheits-Dispositionen kommen bei Menschen vor, die dauernd bei Taucherarbeiten beschäftigt werden? — P. Bert: La pression barométrique; recherches de physiologie experimentale: Paris 1878. Ausführlichstes Werk über die Wirkung des Luftdruckes. — Rudolph Ritter v. Vivenot. Zur Kenntnis der physiol. Wirkungen und der therapeut. Anwendung der verdichteten Luft: Erlangen 1868. – Über mangelhafte Vorrichtungen und Vorschriften bei der Preßluft-Gründung von L. Brennecke: Zentralbl. d. Bauv. 1890, S. 446. – Über die Grenzen des Lebens in verdünnter und verdichteter Luft von Etienne: Ann. des ponts et chauss. 1891 Juni (nicht viel Neues). — Die Wirkungen heftiger Druckverminderungen auf Lebewesen, die einem starken Luftdrucke ausgesetzt sind, von G. Philippon Comptes rendus 115, S. 186. — Vorschriften des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten über Arbeiten in Preßluft: Zentralbl. d. Bauv. 1882, S. 442. — Bericht über Versuche an Menschen und Tieren zur Feststellung des schädlichen Einflusses der Preßluft auf den Organismus: Engineering 1895 12. Juli, S. 34. — Erfahrungen über Preßluft-Gründungen von Hersent: Génie civ. 1895 Bd. 27, S. 327; desgl. Ann. des ponts et chauss. 1896 Juni, S. 696. — Dieselben Versuche und andere, mitgeteilt von Bömches: Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896 S. 487. — Die Untersuchungen der DDr. Richard Heller, Wilhelm Mager und Hermann v. Schrötter: Deutsche medizinische Wochenschrift 1897 Nr. 24 ff. — Vergl. auch Zentralbl. d. Bauv. 1897 Nr. 4, 5 und 7 und 51, Arbeiten d. Verf. — Gründung der Mauern des Vorhafens von Dieppe. Explosions-Gefahr und deren Vermeidung: Ann. des ponts et chauss. 1900 IV S. 274. — Vorläufige Mitteilungen über Erkrankungen von Caisson-Arbeitern: Wiener klin. Wochenschr. 1895 Nr. 26. — Über arterielle Luft-Embolie: Zeitschr. f. klin. Med. Bd. 32 Supplh. — Experimentelle Untersuchung über die Wirkung rascher Veränderung des Luftdruckes auf d. Org.: Pflügers Archiv Bd. 67 H. 1. – Pathologie der Luftdruck-Erkrankungen des Gehörorgans: Vorgetragen auf dem deutschen Otologen-Kongreß in Dresden Juni 1897. — Rich. Heller, Mager und v. Schroetter: Luftdruck-Erkrankungen, mit besonderer Berücksichtigung der sogen. Caisson-Krankheiten. Wien 1900.

Wesentlich ungünstiger als der schon S. 448 berührte große Wassergehalt der Luft im Senkkasten, der nur mittelbar durch Erkältungen die Gesundheit schädigt, wirkt die zu hohe Spannung der Gase, aus denen die atmosphärische Luft besteht, Stickstoff, Sauerstoff, Kohlensäure. P. Bert hat hierüber zahlreiche Tierversuche angestellt und gefunden, daß bei 1 bis 2 Atmosphären Druck (0 bis 1 Atmosphäre Überdruck) in betreff der Schädlichkeit die Kohlensäure die hervorragendste Rolle spielt, zusammen mit einem zu geringen Gehalt an Sauerstoff. Bei niedrigen Spannungen muß man also, wie in der gewöhnlichen Atmosphäre, für genügende Verdünnung der Kohlensäure durch frische Luft Sorge

tragen.[1]) Bei 3 bis 4 Atmosphären (absolut) fängt die schädliche Wirkung der zu hohen Spannung des Sauerstoffes an, sich fühlbar zu machen und wird ganz offenbar bei 9 bis 10 Atmosphären, wo der Sauerstoff wie giftiges Gas wirkt. Bis zu 3 Atmosphären (2 Atmosphären Überdruck) bewirkt die vergrößerte Spannung des Sauerstoffes in der Luft und im Blute eine lebhaftere Oxydation in den inneren Organen, die also höchst wahrscheinlich eine weitere Ursache des starken Schwitzens in der verdichteten Luft ist. Über 4 Atmosphären Überdruck vermindert sich die Oxydation und bei sehr hohen Spannungen hört dieselbe ganz auf. Daraus erklärt sich die Unmöglichkeit, bei 4 und mehr Atmosphären Überdruck längere Zeit ohne gesundheitsschädliche Folgen zu arbeiten. Bei allen Wirbeltieren zeigen sich die plötzlichen, durch zu große Sauerstoffspannung erzeugten Zufälle nicht früher, als bis die Blutkügelchen mit Sauerstoff gesättigt sind und das Gas im Zustande der einfachen Lösung mit dem Zellengewebe in Berührung tritt. Bert schließt alsdann aus dem Umstande, daß man die lästigen Folgen der Luftdruck-Verminderung wirksam durch Einatmen einer sauerstoffreicheren Luft bekämpfen kann, darauf, daß umgekehrt die Wirkungen der Vermehrung des Luftdruckes durch Einatmen einer sauerstoffarmen Luft zu vermeiden seien. Er kommt also auf Grund von Versuchen zu demselben Ergebnis, welches Verfasser (ohne Kenntnis der Bert'schen Versuche und ohne selbst Versuche angestellt zu haben) bereits im Winter 1880 in einem Vortrage und später in einer Veröffentlichung[2]) als wahrscheinlich hinstellen konnte.

Eine plötzliche Verdünnung um mehrere Atmosphären hat bei Menschen die Wirkung, den Stickstoff wieder frei zu machen, welcher, durch den hohen Druck begünstigt, im Blute und den Geweben gebunden worden war. Dieses plötzliche Freiwerden von Gasen im Blute und den Geweben erzeugt Lähmungs-Erscheinungen, ja selbst augenblicklichen Tod, wenn der Blutlauf dadurch unterbrochen wird. Solche Erscheinungen werden also stets zu befürchten sein, wenn unvorsichtig ausgeschleust wird, sind aber sicher zu vermeiden, wenn auf Ausschleusen genügende Zeit verwendet wird, und bilden daher kein Hindernis, mit Hilfe verdichteter Luft bis zu größeren Tiefen vorzudringen, als es bisher gelang. Das einzige Hindernis dafür wird vielmehr in der hohen Sauerstoffspannung zu suchen sein, und um diese zu vermindern, müßte man bei mehr als 3 Atm. Überdruck der Luft, welche in den Senkkasten geleitet werden soll, einen Teil ihres Sauerstoffgehaltes entziehen. Hierfür sei folgendes Verfahren

---

[1]) Ein sehr einfaches, von Dr. Blochmann angegebenes Verfahren, die Luft auf ihren Gehalt an Kohlensäure zu untersuchen, besteht darin, daß eine bestimmte Menge Kalkwasser in einem Fläschchen mit der Luft zusammengeschüttet wird, bis die in derselben enthaltene Kohlensäure das Kalkwasser sättigt. Der Sättigungspunkt wird bestimmt, indem einige Tropfen einer verdünnten Lösung von Phenilphtaleïn in 60% Alkohol der Flüssigkeit zugesetzt werden, welche intensiv rot erscheint, solange dieselbe alkalisch reagiert, bei dem kleinsten Überschuß an Kohlensäure aber sich vollständig entfärbt. Die Anzahl der Füllungen eines Ballons mit der zu untersuchenden Luft, welche zum Entfärben des Kalkwassers genügt, ergibt mit Hilfe einer einfachen Tabelle den Kohlensäuregehalt der Luft.

Prof. Dr. Wolpert hat das Verfahren dadurch noch vereinfacht, daß er statt einer Flasche ein offenes Reagenzglas nimmt, welches bis zu bestimmter Höhe mit Kalkwasser gefüllt wird und auf dessen Boden in schwarzer Schrift ein Buchstabe usw. angebracht ist. Infolge der Mischung des Kalkwassers mit der zu untersuchenden Luft trübt sich ersteres; es wird nun mit Zuführung neuer Ballonfüllungen bis zu demjenigen Zeitpunkte fortgefahren, wo die Sichtbarkeit des Schriftzeichens auf dem Boden dee Reagenzglases aufgehört hat. Je höher der Kohlensäure-Gehalt der Luft, um so geringer ist die Anzahl der zur Trübung bis zu dem bestimmten Punkte erforderlichen Ballonfüllungen und umgekehrt. Genauere Angaben hierzu enthält eine jedem einzelnen Apparate beigegebene Gebrauchs-Anweisung.

In der Wolpert'schen Ausführungsweise ist der Apparat in seinen Angaben wenig zuverlässig, besonders wohl aus dem Grunde, daß die Ballonfüllungen mit Fehlern behaftet sind; dieses Maß ist sehr von der Übung des Gebrauchenden und von noch anderen Umständen abhängig; immerhin handelt es sich um Fehler, welche durch kleine Änderung des sich durch seine Einfachheit zum Gebrauch sehr empfehlenden Instrumentes beseitigungsfähig erscheinen.

[2]) Deutsche Bauztg. 1884.

vorgeschlagen: Man führt einen Teil der atmosphärischen Luft, welche die Pumpe verdichten soll, durch ein Feuer von Holzkohlen oder Koks und bindet die sich bei dem teilweisen Verbrennen des Sauerstoffes der Luft bildende Kohlensäure durch Filtern mit Kalkmilch, durch welche die Luft, in feine Bläschen zerteilt, geleitet wird. Schließlich bindet man das aufgenommene Wasser in einem Chlorcalcium-Filter. Da bei unvollständiger Verbrennung der Kohlen sich Kohlenoxydgas bilden würde, welches den Arbeitern im Senkkasten nicht minder schaden würde als Sauerstoff in zu großer Menge, so hat man darauf zu achten, daß die Luftmenge, welche durch die glühenden Kohlen geführt wird, für den Verbrennungsprozeß mehr als ausreichend ist, so daß der Luft durch das Brennen nur ein Teil ihres Sauerstoffes entzogen wird. Die gebrannte sauerstoffarme Luft läßt sich dann mit ungebrannter Luft von gewöhnlichem Sauerstoffgehalt leicht in einem passenden Verhältnisse mischen. Eine sehr große Genauigkeit in der Bestimmung des Sauerstoffgehaltes ist aber nicht erforderlich, weil der menschliche Körper sich ohne merkbaren Nachteil für die Gesundheit in ziemlich weiten Grenzen den Verhältnissen anbequemt. Ein anderes Mittel, allerdings von geringerer Wirkung, besteht darin, daß man die Verbrennungsgase der Beleuchtung des Senkkastens, sowie die von den Arbeitern ausgeatmete Luft durch ungelöschten Kalk streichen läßt, um die erzeugte Kohlensäure zu binden, den ausgeatmeten Stickstoff aber gereinigt dem Senkkastenraume wieder zuführt.

Im übrigen seien folgende Sicherheits-Vorschriften zur Nachachtung empfohlen:

a. Sicherheits-Vorschriften hygienischer Art.

1. Zur Arbeit in verdichteter Luft dürfen nur durchaus gesunde Personen, bei mehr als 2 Atmosphären Überdruck nur im Alter von 20 bis 40 Jahren, bis 2 Atmosphären von 20 bis 50 Jahren zugelassen werden. Namentlich sind Personen, welche Anlage zu Blutandrang nach dem Gehirn oder anderen wichtigen Teilen besitzen oder an Herzfehlern und Erkrankungen wichtiger Körperteile leiden, unbedingt auszuschließen.

2. Die Arbeiter müssen während der ganzen Dauer der Arbeit unter ärztlicher Aufsicht stehen, und Personen, bei denen sich irgend welche Krankheitserscheinungen bedenklicherer Art einstellen, sind von der ferneren Arbeit in verdichteter Luft fernzuhalten.

3. Bei Unwohlsein ist der Senkkasten zu meiden.

4. Die Arbeiter müssen kräftige, wenig blähende Speisen genießen, dürfen vor dem Eintritte in die verdichtete Luft nicht übermäßig Nahrung zu sich nehmen, noch weniger aber nüchtern an die Arbeit gehen. — Der Genuß geistiger Getränke ist vor und während der Arbeit in verdichteter Luft verboten, und es ist überhaupt auf ein mäßiges und regelmäßiges Leben streng zu halten. Zu letzterem Punkte ist indes zu bemerken, daß Arbeitern, die an spirituöse Getränke gewöhnt sind, ein mäßiger Genuß nach der Arbeit nichts schadet, wie Verfasser bei den russischen Arbeitern in St. Petersburg häufig zu beobachten Gelegenheit hatte. Anerkannte Trinker soll man aber fernhalten und auf Nüchternheit besonderen Wert legen.

5. Die Arbeitsschichten sind mit steigendem Luftdrucke zu verkürzen; Verfasser empfiehlt folgende Schichtdauer:

bis etwa $1^3/_4$ Atm. Überdruck 2 mal täglich 4 Stunden,
von $1^3/_4$ bis $2^1/_2$ „ „ 1 „ „ 6[1] „
„ $2^1/_2$ „ 3 „ „ 1 „ „ 4 „
„ 3 „ $3^1/_2$ „ „ 1 „ „ 3 „

Die Angaben sind ausschl. der Zeiten für Ein- und Ausschleusen zu verstehen.

6. Die Schichten sind so zu legen, daß den Arbeitern in je 24 Stunden mindestens 1 mal eine freie Zeit von 8 Stunden ohne Unterbrechung zum Schlafen bleibt.

[1]) Längere Schichten als 6 Stunden sind nicht zu empfehlen. Die Arbeiter würden dann unten in der Preßluft Nahrung zu sich nehmen müssen und infolge der dabei mit verschluckten verdichteten Luft nach dem Ausschleusen Verdauungsstörungen erleiden.

7. Es empfiehlt sich, die Arbeiter nahe der Baustelle in Kasernen unterzubringen, damit sie ihre Schlafpausen nicht durch weite Wege verkürzen und damit der bauleitende Ingenieur bezw. der Arzt eine bessere Aufsicht über ihre Lebens- und Ernährungsweise hat.

8. Es empfiehlt sich, auf das Einschleusen für je 1 Atm. Überdruck 8 Minuten Zeit zu verwenden. Diese Zeitdauer kann, wenn die Leute erst Übung erlangt haben, ohne Nachteil gekürzt werden.

9. Das Einschleusen geschieht bei hohem Drucke zweckmäßig in einigen Absätzen, namentlich wenn Leute dabei sind, denen noch die Übung darin abgeht, den äußeren Druck gegen das Trommelfell mittels der eustachischen Röhre auszugleichen.

10. Bevor neu eingestellte Leute zum ersten Male mit eingeschleust werden, sind dieselben gehörig zu unterweisen, wie dieser Ausgleich herbeizuführen sei. Leute, bei denen trotz aller Vorsicht bei mehrfachen Versuchen des Einschleusens sich heftige Schmerzen in den Ohren wiederholen, sind für die Arbeiten in verdichteter Luft ungeeignet. — Der Druckausgleich geschieht bei gut geöffneter eustachischer Röhre und gehöriger Übung der Leute durch einfaches Verschlucken von Speichel, für dessen genügende Ansammlung man dadurch sorgen kann, daß man ein Stück Zucker in den Mund nimmt. Sicherer als mit dem einfachen Schlucken kommt man zum Ziele, wenn man viel Luft in die Lungen einzieht und dieselbe dann, nachdem man Mund und Nase fest geschlossen hat, wie zum Schnauben in die Nase und durch die eustachische Röhre preßt.

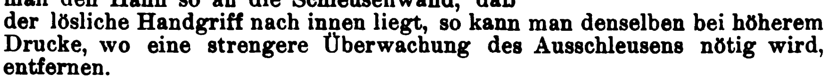
11. Für das Ausschleusen empfiehlt Verfasser, folgende Zeiten zu verwenden: bei einem Überdrucke:

bis zu 1 Atm.	5 Min.,	bis zu $2^1/_2$ Atm.	35 Min.,
„ „ $1^1/_2$ „	10 „	„ „ 3 „	50 „
„ „ 2 „	20 „	„ „ $3^1/_2$ „	70 „ [1])

Auch diese Zeiten werden oft von den Arbeitern unterschritten werden, ohne daß sich nachteilige Folgen zeigen. Mit dem steigenden Luftdrucke wächst aber die Gefahr, und es ist daher mit aller Strenge auf ein langsames Ausschleusen zu halten. Es empfiehlt sich daher:

12. das Ein- und Ausschleusen nur von besonders dazu bestimmten zuverlässigen Arbeitern — besser Vorarbeitern oder Aufsehern — vornehmen zu lassen, Hähne von verhältnismäßig geringem Querschnitte der Ausströmungs-Öffnungen anzuwenden und bei hohem Drucke diese nicht für die in der verdichteten Luft befindlichen Arbeiter zugänglich zu machen. Letztere sollen vielmehr, wenn sie ausgeschleust sein wollen, dem außen stehenden Arbeiter ein Zeichen geben, worauf dieser das Ausschleusen nach Vorschrift vollführt.

Fig. 905.



Einen geeigneten Ausschleuse-Hahn zeigt Fig. 905, dessen Einrichtung vom Verfasser entworfen ist; derselbe hat einen festen und einen abnehmbaren Handgriff am Küken. Setzt man den Hahn so an die Schleusenwand, daß der lösliche Handgriff nach innen liegt, so kann man denselben bei höherem Drucke, wo eine strengere Überwachung des Ausschleusens nötig wird, entfernen.

13. Der Ausschleusungshahn ist, wenn den Arbeitern das Ausschleusen überlassen werden soll, so zu gestalten, daß mit demselben ein schnelleres Ausschleusen, als vorgeschrieben, überhaupt nicht möglich ist.

14. Bei lange dauerndem Ausschleusen (großen Tiefen) ist durch Zuführung von etwas frischer Preßluft zur Luftschleuse auch während des

[1]) Die DDr. Heller, Mager und v. Schrötter verlangen für je 0.1 Atm. Druckverminderung 2 Minuten Ausschleusungszeit.

Ausschleusens dafür Sorge zu tragen, daß die Schleusenluft durch den langen Aufenthalt der Arbeiter nicht gesundheitsgefährlich werde.

Am Schlusse dieses Abschnittes sind 2 Ausschleusungshähne mitgeteilt, welche die Bedingungen 13 und 14 zu erfüllen suchen.

Bei sehr großen Tiefen kann man auch dadurch einen langsamen Übergang in die freie Luft in zweckmäßiger Weise erreichen, daß man die Arbeiter mehrere „Übergangsschleusen" passieren läßt, jede mit etwas geringerem Luftdruck (etwa $^2/_3$ und $^1/_3$) und in jeder einen Aufenthalt anordnet, welcher genügt, um die Spannung der im Blut enthaltenen Gase auf die Spannung der Luft in der betreffenden Schleuse zurückzuführen Also die Zeit von mindestens 1, besser 2 vollen Blutkreisläufen (10 Minuten)

15. Der zum Aus- und Einschleusen benutzte Raum muß eine solche Größe haben, daß auf jeden Kopf der gleichzeitig einzuschleusenden Leute mindestens $^3/_4$ cbm Raum entfällt und der Gesamtinhalt desselben mindestens 2,5 cbm umfaßt.

16. Es ist strenge darauf zu achten, daß der Ausschleuseraum nicht gleichzeitig von mehr Menschen benutzt werde, als die unter 15. gegebene Vorschrift zuläßt.

17. Die verdichtete Luft soll mit wenig Wassergehalt und auf 18° C. abgekühlt in den Senkkasten treten.

18. Die in den Senkkasten einzuführende Luft muß möglichst rein sein, darf deshalb nicht von den Luftpumpen aus dem Maschinenschuppen, sondern muß unmittelbar aus dem Freien gesaugt werden. Auch ist es zweckmäßig, dieselbe durch Watte zu filtrieren. Im Senkkasten darf die Luft nicht durch Rauch usw. verunreinigt werden; daher ist das Rauchen zu verbieten und besonderes Augenmerk auf die Beleuchtungs-Einrichtung des Senkkastens zu richten.

19. Bei Gründungen in undurchlässigem Boden muß die verbrauchte Luft künstlich abgeführt werden. Anderenfalls sind von Zeit zu Zeit Prüfungen über den Kohlensäure-Gehalt der Luft im Arbeitsraume anzustellen.

Nach neueren Versuchen ist zwar die reine Kohlensäure unschädlich, es sind vielmehr andere, der ausgeatmeten Luft beigemischte Gase, welche die Lebensgefahr der verbrauchten Luft bedingen (Anthropotoxin). Man kann aber annehmen, daß diese Gase proportional dem Kohlensäure-Gehalte in der durch Atmung verdorbenen Luft wachsen. Sie werden auch zugleich mit der Kohlensäure durch Behandeln mit Alkalien aus der Luft entfernt (vgl. Abschn. VI f a, S. 437): Die Verfahren der Untersuchung auf Kohlensäure sind also noch verwendbar und es empfiehlt sich hierfür besonders der kontinuierlich-selbsttätige Luftprüfer von Wolpert. Derselbe beruht auf dem einfachen Prinzip, daß die Farbreaktion, welche eine bestimmt-gefärbte Flüssigkeit durch Kohlensäure erfährt, beim Herabfließen an irgend einem Gegenstande nach bestimmter Weglänge eintritt, deren Größe im umgekehrten Verhältnis zum Kohlensäure-Gehalte der Luft steht. Die Koustruktion ist die folgende:

In ein niederes, weites Glasgefäß wird verdünnte Sodalösung gefüllt, welche durch Zusatz von Phenolphthaleïn gerötet ist. Die Flüssigkeit, die man zum Schutz gegen die Einwirkung der Kohlensäure mit etwas Mineralöl bedeckt, trägt einen vernickelten Metallschwimmer mit daran befestigtem heberförmigem Röhrchen. Durch den Heber, dessen äußerer Schenkel aus einem Kapillar-Röhrchen besteht, wird bei der gewöhnlichen Zimmer-Temperatur von 20° C. alle 100 Sekunden und bei anderer Temperatur in entsprechend kürzerer oder längerer Zeit ein Tropfen mittels einer Leitfläche auf eine senkrecht herabhängende, steif gemachte und gespannte weiße Kordel (Schnur) von etwa 5 m Länge geführt, unter der sich ein Auffangegefäß befindet. Hinter der Kordel ist eine Luftverschlechterungsskala angebracht: bis 0,7 Promille rein; 0,7 bis 1 Promille genügend gut; 1 bis 2 Promille schlecht; 4 bis 7 Promille und mehr äußerst schlecht.

Für die Ablesung auf der Skala gelten nicht Farbenstufen des Rot, für welche man bei entsprechend höherer Konzentration wohl mit einer kleineren Skala auskommen, aber in der Beurteilung unsicher sein würde, sondern es ist, wie bei den exakten Methoden, eine entschiedene Farbreaktion, die Grenze zwischen weiß und rot, maßgebend, welche auf der Schnur mit der Zunahme an Kohlensäure höher rückt. Die Kosten sind sehr gering = 12,5 M.[1])

Bei der Preßluftgründung wäre dieser Apparat in einem Schachtrohre anzubringen, dem keine Frischluft zugeführt, vielmehr nur verbrauchte durch Ausschleusen entnommen wird.[2])

20. Die Schleusen sind im Sommer vor der unmittelbaren Wirkung der Sonne durch Umhüllen mit Matten oder Stroh zu schützen und durch Begießen mit Wasser zu kühlen, in strengen Wintern dagegen durch außen angehängte Kokskörbe oder dergl. zu erwärmen; letzteres gilt namentlich von denjenigen Schleusen, die zum Ausschleusen der Arbeiter dienen.

21. Damit beim Ausschleusen nur verbrauchte Luft ausströme, empfiehlt es sich, die Luftzuführungsrohre bis unten in den Senkkasten zu verlängern und die frische Luft möglichst fern von den Schachtrohren austreten zu lassen.

22. Als Kleidung in der verdichteten Luft sind den Arbeitern ein leichtes wollenes Hemd, wollene Beinkleider und Strümpfe sowie wasserdichtes Schuhwerk zu empfehlen.

23. Nach beendeter Schicht haben die Arbeiter oben in der Schleuse, noch ehe mit dem Ausschleusen begonnen wird, wärmere Überkleider anzulegen.

24. Bei heftigen Gliederschmerzen und sonstigen Krankheits-Erscheinungen bedenklicher Art, wie Lähmungen, Ohnmachten u. dergl., bringe man den Kranken sofort in die verdichtete Luft zurück, lasse ihn sich darin erholen und schleuse ihn dann von neuem mit größter Vorsicht (sehr allmählich) aus.

Bei großen Arbeiten empfiehlt sich die Beschaffung einer besonderen Krankenschleuse, wie solche vom Ingenieur Moir für den Bau des Hudson-Tunnels konstruiert wurde.[3]) Dieselbe besteht aus einem liegenden Zylinder von 4,9 m Länge und 1,8 m Durchmesser, der durch eine Scheidewand mit luftdicht verschließbarer Tür in 2 Kammern geteilt ist. Jede Kammer enthält zu beiden Seiten des Mittelganges 2 hölzerne Pritschen, ist durch Dampf heizbar, durch Glühlampen zu erleuchten, hat eine Vorrichtung, welche gegen Überschreitung eines bestimmten Luftdruckes sichert, ist von außen durch sogen. Ochsenaugen zu übersehen und erhält dadurch fortwährend frische Preßluft aus der offenen Preßluftleitung, daß ein etwas undichter Hahn angebracht ist, welcher dauernd einen Teil der Luft aus der Kammer entweichen läßt. Besondere, von außen zu bedienende Hähne besorgen ein schnelleres Ausschleusen, während ohne Benutzung derselben allein durch den undichten Hahn nach Abstellung der Frischluftleitung die Preßluft der Kammer in etwa 2 Stunden entweichen würde.

Fig. 906.

Unzweckmäßig bei der Schleuse ist, daß nur die eine der beiden Hälften eine Tür nach außen hat. Diese Abteilung muß also stets von dem Arzte oder Wärter benutzt werden, um zur zweiten Abteilung zu gelangen. Sind beide Abteilungen mit Kranken besetzt, so müssen in der mit Außentür versehenen diejenigen sich aufhalten, welche voraussichtlich zuerst ausgeschleust werden können. Besser wäre (in der Mitte), eine besondere Ein- und Ausschleusungskammer *a* (Fig. 906), welche mit

---

[1]) Deutsche Bauztg. 1887 S. 204.

[2]) S. auch: Über die Prüfung der Luft in bewohnten Räumen: Gesundheits-Ing. 1885 S. 221.

[3]) Zentralbl. d. Bauv. 1890 S. 483.

beiden Krankenkammern *b* in Verbindung zu setzen wären und ihrerseits mit dem Tunnel in Verbindung stände. Die Schleuse wird von den Arbeitern benutzt, welche besonders durch schnelles Ausschleusen zu leiden haben.

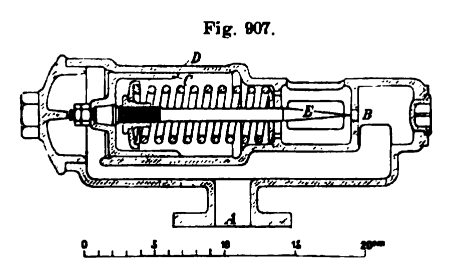
25. Alle Erkrankungen während und nach der Arbeit in verdichteter Luft sind sofort dem Arzte zu melden.

Es empfiehlt sich, die Vorschriften zu 3, 4, 8, 9, 10, 11, 16, 22, 23, 24 und 25 durch Anschläge oder dergl. den Arbeitern bekannt zu geben.

Es sei auch auf Punkt 25 des folgenden Abschnittes „Sicherheits-Vorschriften technischer Art" hingewiesen, der auch hygienisch wichtig ist.

Die oben erwähnten Hähne haben folgende Einrichtung, Fig. 907: Die bei *A* eintretende Druckluft geht einerseits zur Ausströmungsöffnung *B*, anderseits tritt sie hinter den im Zylinder *D* luftdicht schließenden Kolben *C*, mit welchem der in die Ausströmungs-Öffnung hineinragende konische Dorn *E* verbunden ist. Auf den Kolben wirkt dem Luftdrucke entgegen eine Spiralfeder. Je nach dem Überwiegen des Druckes von der einen oder anderen Seite schiebt sich der Dorn mehr oder weniger weit in die Ausströmungs-Öffnung, deren freie Öffnung dadurch verkleinert oder vergrößert wird. Die Federspannung und die Zuspitzung des Dornes sind so eingerichtet, daß stets in der Zeiteinheit die gleiche Luftmenge einströmt. Je nach der Größe der Räume, in welchen der Ausgleich sich vollziehen soll, sind Hähne verschiedener Größe dieser Art anzuwenden, mit deren Hülfe die Spannungszunahme von 0,1 Atmosphären in 1 Minute vor sich geht. Für das Ausschleusen sind bei der Taucherglocke in Wilhelmshaven die gleichen Hähne vorgesehen, es sind aber noch besondere kleine Hähne vorhanden, welche dem Raume wieder die Hälfte der ausströmenden Luft als frische Preßluft zur Sauerstoff-Erneuerung zuführen. Auf diese Weise vermindert sich die Spannung in 1 Minute nur um 0,05 Atmosphären.

Fig. 907.



Bei kaltem Wetter müssen die Ausschleusungshähne erwärmt werden, weil sich Eis in denselben ansetzt.

Bei der Langsamkeit der Druckvermehrung bezw. Verminderung kam es bisweilen vor, daß die Türen, welche der Luftdruck auf ihren Sitz drücken soll, wegen zu großer Undichtigkeit nicht zum Schluß kamen. Um solchen schnell zu erreichen, waren noch gewöhnliche Hähne mit großen Durchgangs-Öffnungen vorhanden, die aber in der Regel verschlossen waren und nur von Beamten oder Aufsehern bedient wurden. Mit Hilfe derselben läßt sich schnell ein genügend großer Überdruck zum Dichten der Türen schaffen.

Diese großen Hähne wurden auch benutzt, wenn mit Hilfe der Vorkammer Geräte usw. ohne Menschen ein- und ausgeschleust werden sollten.

Fig. 908.

Dieser Sicherheitshahn ist von der Firma Körting in Hannover gebaut.

Eine einfachere Vorrichtung, um ein zu schnelles Schleusen zu verhindern, zeigt Fig. 908, welche bei Fundierungen am Kaiser Wilhelm-Kanal von derselben Firma benutzt wurde.

Um den Hahn ist ein verschiebbarer Ring gelegt, der durch 2 Schrauben *s* mit dem Hahnkörper verbunden war und nur mit Hilfe eines besonders geformten Schlüssels gelöst werden konnte. Dieser Ring war in seiner oberen Fläche auf eine bestimmte Strecke eingekerbt,

während das Küken einen Stift *b* in der Höhe der Kerbe trug. Je nach der Lage des Ringes konnte nur immer ein bestimmter Teil der Hahnöffnung freigemacht werden. Mit fortschreitender Tiefe wird der Ring so verschoben, daß die Hahnöffnung immer kleiner, die Schleusungszeit also immer größer wird. (Zeitschr. f. Bauv. 1899. S. 434.)

b. Sicherheits-Vorschriften technischer Art.

1. Als Material für Luftschleusen und Schachtrohre darf nur bestes sehniges Walzeisen und Blech oder Flußeisen verwendet werden, von derselben Beschaffenheit, wie es für Dampfkessel vorgeschrieben ist.

2. Gußeisen darf für innen gedrückte Rohre nur bis zu 30 cm Weite, für außen gedrückte bis zu 60 cm Weite verwendet werden. Für Teile, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, ist Gußeisen ausgeschlossen.

3. Messing und Kupfer ist nur für Röhren bis zu Weiten von 10 cm statthaft.

4. Die Berechnung erfolgt nach den S. 408 ff. mitgeteilten Formeln.

5. Schachtrohre sind auch für äußeren (Wasser-) Druck zu berechnen; doch kann dabei die zulässige Beanspruchung bis doppelt so groß angenommen werden als bei der Berechnung auf den inneren Überdruck.

6. Jede Schleuse muß ein Manometer sowie einen Stutzen zum Anbringen eines Kontroll-Manometers erhalten.

7. An Schleusen und Schachtrohren müssen Schilder befestigt werden, welche ersichtlich machen:

   a) die Fabrik, in welcher die Gegenstände angefertigt wurden,
   b) den Luftdruck, für welchen sie berechnet und konzessioniert sind,
   c) den Tag, an welchem die Abnahme-Druckprobe stattgefunden hat.

8. Nach der Fertigstellung, vor jeder neuen Bauausführung sowie nach jeder länger als 12 Monate dauernden Unterbrechung bei einer und derselben Bauausführung sind die Schleusen und Schachtrohre mit Wasserdruck zu proben. Dieser muß das Doppelte des Luftdruckes betragen, mit dem die Schleuse arbeiten soll, bezw. bei der ersten Probe einer neuen Schleuse das Doppelte desjenigen Druckes, für welchen sie berechnet wurde.

9. Während der Druckprobe darf das Wasser durch die genieteten Fugen nur in Staub- oder Perlenform austreten, und dürfen sich an den geraden Rändern der Türöffnungen keine sichtbaren Ausbiegungen zeigen. Desgl. dürfen nach beendeter Probe nirgends meßbare Formveränderungen aufzufinden sein, und sind in dieser Beziehung namentlich wieder die geraden Ränder der Türöffnungen sorgfältig zu untersuchen.

10. Solange polizeiliche Vorschriften hierfür nicht bestehen, empfiehlt Verfasser im Interesse der Sicherheit für jede Schleuse, wie bei Dampfkesseln, ein Revisionsbuch anzulegen, in welches nach jeder stattgehabten Druckprobe einzutragen ist:

   a) die Höhe, bis zu welcher der Wasserdruck gesteigert wurde,
   b) der Befund der Schleuse,
   c) das Datum der Druckprobe.

11. Da Eisen durch fortwährenden Spannungswechsel während des Betriebes viel von seiner Festigkeit einbüßt, so darf die Verwendungszeit einer Luftschleuse nur eine beschränkte sein. Es empfiehlt sich, die Verwendung nicht über etwa 1500 Arbeitstage auszudehnen. In der zweiten Hälfte jener 1500 Tage umfassenden Arbeitsperiode darf eine Schleuse nur noch für Gründungen verwendet werden, bei denen der Luftdruck nicht mehr als $^2/_3$ desjenigen erreicht, welcher für die Berechnung der Schleuse zugrunde gelegt wurde. Auch die Druckproben sind während der zweiten Hälfte nur mit entsprechend niedrigerem Wasserdrucke vorzunehmen. Nach Ablauf von 1500 Arbeitstagen darf eine Schleuse für Luftdruck-Gründungen überhaupt nicht mehr verwendet werden.

12. Um zu jeder Zeit ermitteln zu können, wie lange eine Luftschleuse bereits im Betriebe gewesen (Betriebsalter), sind in dem zu derselben gehörigen Revisionsbuch folgende Aufzeichnungen zu machen:

a) die Tage, an denen die Schleusen in und außer Betrieb gesetzt wurden,

b) der höchste Luftdruck, welcher in jedem Betriebsabschnitte vorgekommen ist.

13. Schachtrohre dürfen im ganzen 4000 Arbeitstage bis zu dem vollen Drucke, für welchen sie berechnet wurden, benutzt werden.

14. Außer dem Manometer an der Schleuse sind erforderlich:

1 Manometer in der Nähe der Luftpumpen,
1 desgl. an der Luftleitung in der Nähe des Senkkastens,
1 ferneres in jeder Schleuse in beständiger Verbindung mit dem Senkkasten.

Letzteres dient dazu, um während des Einschleusens beurteilen zu können, wie weit der Luftdruck bereits ausgeglichen sei. Dies Manometer zeigt bei außen geöffneter Schleuse den im Senkkasten herrschenden vollen Druck an und geht während des Einschleusens auf Null zurück; man hat also, während man sich in der verdichteten Luft befindet, keine Kenntnis von der Höhe des Luftdruckes. Da eine solche aber sehr erwünscht ist, hatte Verfasser bei dem Brückenbau in Dömitz zwei gewöhnliche Manometer in luftdichte Gehäuse mit starken Glasscheiben einschließen lassen. Die verdichtete Luft trat nur durch eine kleine Öffnung unmittelbar in das Manometer-Rohr, während das Gehäuse mit Luft von atmosphärischer Spannung gefüllt blieb. Diese der Billigkeit halber gewählte Einrichtung ist wegen der schweren Kapsel unbequem. Auch läßt die Dichtigkeit der Kapsel, auf welcher die richtige Wirksamkeit allein beruht, leicht nach. Verfasser empfiehlt daher, sowohl in der Schleuse, als unten im Senkkasten Apparate anzubringen, welche nach Art der Aneroid-Barometer, aber für einen Überdruck von 4 Atm, eingerichtet sind.

15. Bei Gründungen in wenig durchlässigem Boden, wie Lehm, Ton, Schlamm und mit diesen Erdarten gemischtem Sande muß ein Sicherheits-Ventil in der Luftleitung und ein zweites in unmittelbarer Verbindung mit dem Senkkasten (also etwa an einem Schachtrohre), oder an der Luftschleuse unterhalb der unteren Einsteigetür, angebracht werden. Der leitende Beamte hat diese Ventile jederzeit möglichst genau entsprechend dem äußeren Wasserdruck zu regeln. Der Querschnitt der Ventile ist gleich dem Querschnitt der Einströmung der Luftleitung zu nehmen.

16. Es müssen Einrichtungen getroffen sein, durch welche die im Senkkasten und den Schleusen befindlichen Arbeiter sich sowohl untereinander, als auch mit den Beamten und Arbeitern außerhalb verständigen können.

17. Bei Gründungen im offenen Wasser muß eine Verbindung, vom Senkkasten bis mindestens 0,5 ^{m} über den äußeren Wasserspiegel reichend, aus Eisenblech oder Holz wasserdicht hergestellt werden. Liegen die Luftschleusen oben, so bilden die eisernen Schachte diese Verbindung, liegen die sämtlichen Schleusen unten am oder im Senkkasten, so muß mindestens derjenige Schacht, welcher zu der zum Einschleusen der Arbeiter dienenden Schleuse führt, mit einem wasserdichten Eisen- oder Holzfutter im Inneren verkleidet werden.

18. Verschlüsse (Schleusentüren, Klappen usw.), welche nicht durch Luftdruck, sondern durch Schrauben oder andere Vorrichtungen, entgegengesetzt dem Luftdruck, auf ihre Spitze gepreßt werden, sind zu vermeiden. Wo das nicht möglich, ist der mechanische Schluß derartig einzurichten, daß durch eine Sicherheits-Vorrichtung ein unzeitiges Öffnen unmöglich gemacht ist.

19. Die Türen der unten am Arbeitsraume liegenden Schleusen sind vor dem Öffnen durch in den Schacht hinabstürzende Gegenstände zu sichern. Alle wagrecht liegenden Türen solcher Schleusen müssen so ein-

gerichtet sein, daß sie sich nicht öffnen können, wenn durch einen Wassereinbruch in den Schacht der Luftdruck von unten nahezu von dem Wasserdruck gegen die Oberfläche der Tür aufgehoben wird. Die Klappen müssen daher mindestens durch Gegengewichte, oder noch besser durch einen schnell lösbaren Verschluß gegen den Sitz gehalten werden.

20. Alle Verbindungen, welche durch die Decke oder die Wände des Senkkastens nach oben führen, mögen sie nun Schachtrohre, Pumpenrohre, Luftrohre, Schläuche oder sonstwie heißen, müssen einen leicht zu handhabenden, luftdichten Verschluß erhalten, der am besten an derjenigen Stelle angebracht wird, an welcher der Austritt aus dem Arbeitsraume stattfindet.

Insbesondere ist das Luftzuführungsrohr am Eintritt in den mit verdichteter Luft gefüllten Raum mit einem selbsttätigen Ventil zu versehen, welches sich sofort schließt, wenn eine große Undichtigkeit an der äußeren Luftleitung entsteht. Man sei überhaupt mit der Anbringung von Ventilen nicht sparsam; je mehr Absperr-Vorrichtungen vorhanden sind, desto größer ist die Sicherheit.

21. Schleusen und Schachtrohre sind möglichst vor Erschütterungen zu schützen. Zu diesem Zwecke sind, falls der Boden mit Maschinenkraft gehoben wird, folgende Einrichtungen zu treffen:

a) eine auf einen bestimmten Widerstand eingestellte Reibungs-Kuppelung in der Hebevorrichtung.
b) bei der Kraftübertragung von der Maschine zur Winde an der Luftschleuse ist eine möglichst große Geschwindigkeit zu wählen, um mit geringer Seil- oder Riemenspannung arbeiten zu können,
c) die Seile oder Riemen sind in einer Weise zu spannen, daß die Spannung durch Setzen des Senkkastens oder Schwanken des Schiffes, auf welchem die Kraftmaschine steht, nicht vergrößert wird (Spannrollen mit Belastungsgewichten S. 544),
d) der Zug, welcher infolge der Seilspannungen unvermeidlich auf die Schleuse ausgeübt wird, ist durch Absteifen der Schachtrohre oder Schleusen gegen das Pfeilermauerwerk aufzuheben.

Besteht die Hebeeinrichtung aus einer elektrischen, einer Dampf- oder Luftdruck-Winde, so sind die zu b, c, d gegebenen Vorschriften überflüssig.

22. Der eigentliche Arbeitsraum ist möglichst frei von allen Hindernissen, als Querträgern, Absteifungen u. dergl., zu halten, damit die Arbeiter bei eintretender Gefahr unbehindert zu den Schachtrohren und Schleusen gelangen können.

23. Die Senkungsketten sind bei allen größeren Senkkasten, sobald dieselben festen Grund erreicht haben und wagrecht gestellt sind, loszunehmen, da sie während des Senkens mit verdichteter Luft gefährlich werden können, und zwar um so mehr, je größer die Tiefe ist, in welcher der Senkkasten bereits steht (S. 463).

24. Es empfiehlt sich, eine Reserve-Luftpumpe, welche möglichst schnell in Betrieb zu setzen ist, aufzustellen, deren Leistungsfähigkeit je nach der Größe und Art der Senkkasten nach Formel XIII, XIIIa., XV. und XVa. in Abschnitt F., Seite 439 ff. zu bestimmen ist. Letztere Maßregel ist weniger für die Sicherheit des Lebens der Arbeiter, als für die Sicherung eines regelmäßigen Betriebes erforderlich.

25. Die Beleuchtung in den mit Preßluft gefüllten Räumen darf nur durch elektrisches Licht oder durch Sicherheitslampen (gegen Explosions-Gefahr brennbarer Gase) erfolgen.

Es seien hier die Beobachtungen erwähnt, welche beim Hafen von Dieppe gemacht wurden. Bei der Preßluft-Gründung von Kaimauern entströmten dem mit verwesenden tierischen und pflanzlichen Teilen gemischten Boden so viele Gase (Schwefelwasserstoff und Kohlenwasserstoff mit Ammoniakgas gesättigt), daß die Arbeiter erkrankten (namentlich an den Augen). Um die Explosions-Gefahr zu beseitigen, beleuchtete man den

Caisson elektrisch und — als Reserve — mit Sicherheitslampen System Combes.

Um die Schädigung der Gesundheit der Arbeiter zu beseitigen, wurden alle möglichen Versuche zur Bindung der Gase angestellt. Alle Chemikalien erwiesen sich aber als unbrauchbar, weil sie entweder ebenfalls lästig empfunden wurden, oder schwerer als die zu bindenden Gase waren, so daß sie zu Boden sanken, während die schädlichen Gase den oberen Raum füllten, in welchem die Arbeiter atmeten. Es blieb nichts weiter übrig, als die Arbeitskammer von Zeit zu Zeit voll Wasser laufen, und durch dieses die schädlichen Gase aufsaugen bezw. verdrängen zu lassen.

L. Die Taucherglocken-Gründung.

Literatur.

Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883 Nr. 16. — Taucherglocke für das Wehr von Coydray: Ann. des ponts et chauss. 1884 Sept. S. 272; Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 207. — Taucherglocke für den Molenbau im Hafen de la Pallice: Ann. des ponts et chauss. 1889, 2 Sem. S. 455; Zentralbl. d. Bauv. 1887 S. 259. — Taucherglocke mit seitlichen Gleichgewichtskammern verwendet im Hafen von Rotterdam: Tydschr. van het kon. inst. van Ing. 1884 8. Nov. — Die Ausfüllung von Sohlenschlitzen von L. Brennecke: Zeitschr. f. Bauwesen 1893 und Génie civil 1894. — Génie civil 1885 S. 364. — Revue industrielle 1879, S. 133. Taucherschacht von Hersent auch mitget. im Handb. d. Ing.-Wissenschaften, Baumaschinen Kap. XIV. De ingenieur 1893 S. 217. Bau eines Trockendocks von 200 m Länge in der Bai von Talcahuano (Chile). Es wurden nur die Seitenwände unter 2 kleinen Taucherglocken von 21 m Länge und 6,5 m Breite ausgeführt und zwar ganz aus Mauerwerk. Dann sollte das Haupt abgeschlossen, das Dock leer gepumpt und die Sohle zusammen mit der Verblendung der Seitenwände eingesetzt werden. Auch Zentralbl. d. Bauverw. 1893 S. 462 und 1894 S. 394. — Über die Methode der pneumat. Fundierungen von L. Brennecke. St. Petersburg bei Osk. Kranz. — Luftdruck-Gründung für durchgehendes Mauerwerk mittels kleiner Senkkasten (Taucherglocke): Zentralbl. d. Bauv. 1894 S. 394. — Taucherglocke für den Bau des Docks in Kiel: Baugewerksztg. 1899 S. 1268; Zeitschr. f. Bauwesen 1903 Heft IV. — Taucherglocke von Zschokke beim Bau von Hafenanlagen in Marseille verwendet: Ann. des ponts et chauss. 1903 4. trimestre S. 9 u. f. — Dieselbe Taucherglocke: La revue techn. 1902 S. 203. — Ebenda Taucherglocke für den Bau der Molen des Hafens v. St. Nazaire. — Ebenda eine zweite (kleinere) beim Hafenbau in Marseille verwandte Taucherglocke.

a. Allgemeines.

Bei diesem Gründungs-Verfahren wird ein eiserner Senkkasten nur als Taucherglocke benutzt, unter welcher man das Mauerwerk bis über den Wasserspiegel aufmauert, indem man mit dem wachsenden Mauerwerke die Glocke allmählich hebt. In dieser Weise wurde, soviel bekannt, zuerst die Brücke über den Knippelbroo in Kopenhagen vom Ingenieur Lüders in den Jahren 1868 ff. gegründet. Dies Verfahren ist für volles Pfeilermauerwerk nur bei geringeren Wassertiefen (etwa 5 bis 6 m bis zum festen Baugrunde) empfehlenswert. Bei größeren Tiefen werden die Mehrkosten für das Einschleusen der Baustoffe, den Betrieb der Maschinen und die Mehrkosten der Arbeit in der Preßluft bedeutender als die Kosten für einen verloren zu gebenden Senkkasten aus Eisen und noch früher für einen solchen aus Mauerwerk.[1])

Günstiger stellt sich die Sache bei Gründungen von Schleusen, Hellingen und Docks, also bei Hohlkörpern, deren Mauermassen im Verhältnis zur Grundfläche erheblich kleiner sind. Hier würde die Grenze, bis zu welcher die Taucherglocken-Gründung zweckmäßiger ist als diejenige auf verlorenem Senkkasten, ohnehin tiefer liegen; sie wird aber noch bedeutend weiter verschoben durch die bereits S. 349 u. 350 erwähnten Übelstände, welche die Gründung auf großen eisernen Senkkasten für derartige Bauwerke mit sich bringt. Diese sind in der Tat so gewichtig, daß eine Taucherglocken-Gründung selbst bei höherem Preise, namentlich bei Trockendocks und Hellingen, einer Gründung auf einheitlichem verlorenen Senkkasten vorgezogen werden muß.

---

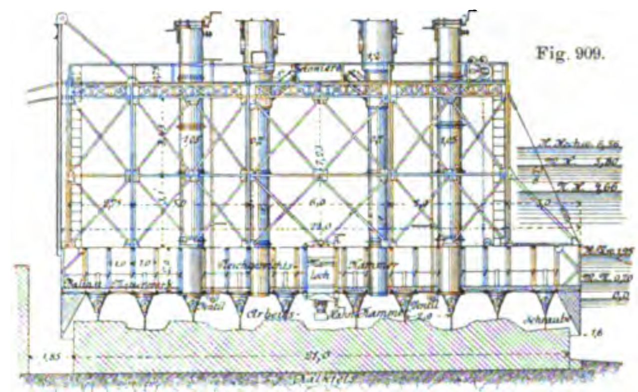
[1]) Vergl. auch das unter „Wahl der Gründungsart" hierüber Mitgeteilte.

Aus denselben Gründen kann die Taucherglocken-Gründung auch für die Herstellung von Dükern unter Kanälen, für flache Tunnelbauten, Wehrbauten usw. in schwierigem Baugrunde vorteilhaft werden, während die Herstellung von Molen mittels derselben, wie es in Frankreich geschehen, nur dann zweckmäßig erscheint, wenn die Tiefen nicht bedeutend und genügender Flutwechsel vorhanden ist, um die Taucherglocke bequem über das fertige Fundament wegflößen zu können. Anderenfalls wird für diese, wie auch für Wehre, die Gründung nach dem späteren Absch. zweckmäßiger sein.

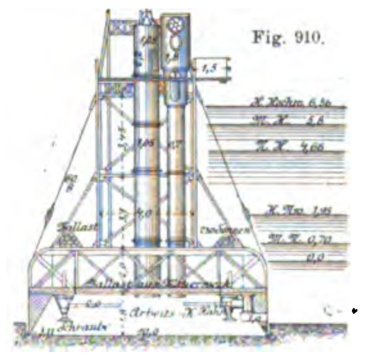
Endlich spielen die Taucherglocken, wie bereits Seite 51 und 52 erwähnt, noch eine große Rolle bei der Wegräumung von Felsen usw. unter Wasser, und zwar hat man sie hierin teils zwischen Schiffsgefäßen hängend, teils selbständig schwimmend angewendet.

b. Konstruktion der Taucherglocken und Arbeitsvorgang.

Größere Taucherglocken macht man meistens selbsttätig schwimmend, indem man über der eigentlichen Arbeitskammer eine allseitig abgeschlossene Gleichgewichts- oder Schwimmkammer anbringt, durch welche die Schachtrohre bis zur Arbeitskammer hindurchgeführt werden. Die Gleichgewichtskammer enthält die nötigen Aussteifungen der Decke der Arbeitskammer, welche letztere gleichzeitig der Boden der Gleichgewichtskammer ist, sowie die Aussteifungen ihrer eigenen Decke und Wände. Auf ihrem Boden wird Ballast angebracht, um die nötige Stabilität beim Schwimmen zu erzielen


Fig. 909.

Die Fig. 909 bis 912 zeigen die Taucherglocke vom Bau der Molen des Hafens von La Pallice im Längsschnitt und Querschnitt (vergl. Literatur-Nachweis). Die Arbeitskammer derselben von 22 m Länge und 10 m Breite hatte die (sehr geringe) Höhe von 1,8 m. Die Höhe der Gleichgewichtskammer betrug 2 m, die Höhe von der Schneide bis zur Arbeitsbrücke 11 m. Die Blechstärke der Wände = 8 mm, der Decken 6 mm. Die untere Hälfte der Gleichgewichtskammer ist durch 2 Längswände und 1 mittlere Querwand in 6 Abteilungen geteilt, um ein gefahrbringendes Hin- und Herfluten des eingenommenen Wasserballastes zu verhindern, solange die Glocke noch nicht aufsteht. Die 6 Abteilungen können durch Ventile am Boden miteinander in Verbindung gesetzt werden.


Fig. 910.

Ein Knierohr von der Decke der Arbeitskammer nach deren Seitenwand, Fig. 909 u. 910, in welchem sich ein von der Arbeitskammer aus zu handhabendes Schieberventil befindet, dient zum Ein- und Auslassen von

Wasser in die Gleichgewichtskammer, während andere Ventile an der Decke der Arbeitskammer, die sowohl von dieser als auch oben von der Arbeitsbrücke aus gehandhabt werden können, zum Einlassen von Preßluft aus der Arbeits- in die Gleichgewichtskammer dienen.

Bei diesen Molen wurden einzelne Pfeiler bis über Niedrigwasser ausgeführt, die später mit einander verbunden wurden. Während der Aufführung der Pfeiler sind die Luftventile geschlossen, die Arbeitskammer ist voll Preßluft, die Gleichgewichtskammer aber voll Wasser und durch das geöffnete Schieberventil im Knierohr mit dem Außenwasser in offener Verbindung. Es ist zweckmäßig, auch an der Decke der Gleichgewichtskammer ein Ventil anzuordnen, welches man während dieser Zeit gleichfalls offen läßt, damit die durch Undichtigkeiten in der Decke der Arbeitskammer in die Gleichgewichtskammer aufgestiegene Preßluft entweichen kann und das Gewicht der Glocke nicht verminderte. Dieses Gewicht, bestehend aus dem Eigengewicht der Glocke von 118 t, den Schachtrohren und Schleusen von 14,5 t, der Plattform nebst deren Zubehör von 13,5 (im ganzen also 663 kg/qm Konstruktionsgewicht), dem festen Ballast aus Mauerwerk zwischen den Konsolen und der Decke der Arbeitskammer von 260 t oder zusammen 406 t, wurde während der Ausführung der Mauerarbeiten noch

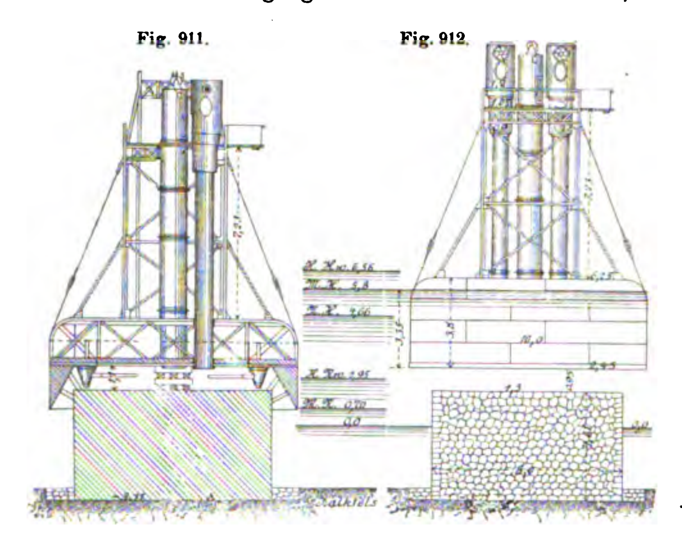


Fig. 911. Fig. 912.

durch losen Ballast aus Roheisenbarren, Fig. 910 u. 911, im Gewichte von 230 t vermehrt, die über der Decke der Gleichgewichtskammer, durch Eisenbänder zu Bündeln vereinigt, aufgebracht und bei N. W. wieder entfernt wurden, wenn die Glocke abgeflößt werden sollte (Fig. 912). Das von den 20 unter der Decke angebrachten Schraubenspindeln zu tragende Gewicht, welches übrigens um das Gewicht des durch Eisen und Ballast, sowie durch die Preßluft verdrängten Wassers zu vermindern ist, betrug, während in der Arbeitskammer gearbeitet wurde, je nach der Lage des Wasserspiegels in bezug auf die Gleichgewichtskammer, 110 bis 636 t. Durch Absteifung der Seitenwände gegen das Mauerwerk konnte man bei dieser Belastung für gewöhnlich die Glocke gegen Seitenverschiebungen durch Wellenschlag genügend sichern. Bei starkem Seegang (etwa 24 % der Arbeitszeit) wurde die Arbeit eingestellt und die Arbeitskammer voll Wasser gelassen. In diesem Zustande, der auch bei stärksten Stürmen gegen die Verschiebung genügende Sicherheit gewährte, schwankte das nutzbare Gewicht (nach Abzug des Auftriebes) zwischen 459 und 636 t.

Das Aufmauern erfolgte anfangs in Schichten von je 40 cm, und nach jeder Schicht wurde die Glocke um ebensoviel gehoben. Später mauerte man nur am Rande 40 cm auf, hob dann die Glocke, erhöhte das Randmauerwerk abermals um 40 cm und konnte dann das Füllungsmauerwerk

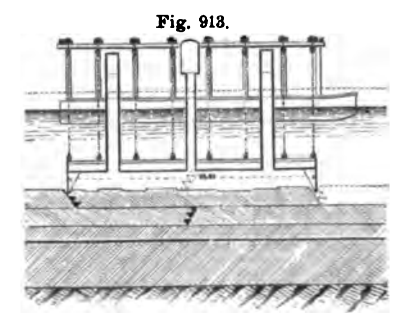
in 80 cm Stärke bequemer ausführen. War der Pfeiler über N. W. abgeglichen, so wurde die Decke der Gleichgewichtskammer, welche jetzt bei N. W. wasserfrei wurde, von den Eisenbarren entlastet. Dann wurden die stützenden Schrauben in der Arbeitskammer hochgewunden, so daß die Glocke nur noch auf einigen kreuzweis aufgestapelten Hölzern ruhte. Endlich wurde durch Einlassen von Preßluft in die Gleichgewichtskammer das Wasser aus dieser verdrängt, das Wassereinlaßventil geschlossen und mit dem steigenden Wasser die Glocke über den fertigen Pfeiler geflößt.

Der Unternehmer erhielt für das Kubikmeter Mauerwerk einschließlich aller Geräte und Materialien mit Ausnahme des Zementes von Unterkante Fundament bis 1,5 m über das niedrigste Wasser und einschließlich Herstellung der Verbindungen zwischen den einzelnen Mauerklötzen (s. folg. Abschn. M.) 70,49 Frcs.

Bei der geringen Gründungstiefe von nur 3,11 m unter N.W. und dem geringen Abraum ist allerdings die Taucherglocken-Gründung hier entschieden am Platze gewesen, jedoch würde man jetzt nicht mehr einzelne, nachträglich zu verbindende Pfeiler aufführen, sondern das Mauerwerk der Mole im Zusammenhange fertigstellen, wie dies bei Dockbauten inzwischen ausgeführt ist.[1])

Man verfährt dabei folgendermaßen: Die Taucherglocke wird nach Fertigstellung einer Schicht von etwa 0,5 m Dicke nicht nur um diese Höhe gehoben, sondern gleichzeitig auf der Böschung des angrenzenden, früher fertiggestellten Mauerkörpers nach diesem hin verschoben. Es bleibt dann jedesmal ein Graben von dreieckigem Querschnitt, Fig. 913, in welchem während der Ausführung der letzten Schicht die Schneide der Glocke stand, liegen, der nach Hebung der Glocke mit Wasser gefüllt bleibt. Dieser wird mit der neuen Schicht zusammen ausgefüllt und zwar entweder unter Wasser, was bei nur 0,5 m Tiefe unbedenklich ist, oder indem man ihn an beiden Enden schließt und dann das Wasser ausschöpft. Sind so mehrere Schichten (in der Figur sind es 3) fertiggestellt, so wird die Glocke zur Überdeckung der Gräben mittels einer zusammenhängenden Schicht um ein größeres Stück versetzt. In dieser Weise stellt man Sohle und Seitenwände im Rohbau fertig, schließt das Dock am Haupte provisorisch ab, pumpt es leer und verblendet es in freier Luft.

Fig. 913.



Auch die selbständig schwimmenden Taucherglocken sind inzwischen wesentlich vervollkommnet, indem man dieselben so mit festem Ballast versah, daß das Belasten und Entlasten durch beweglichen Ballast fortfallen konnte. Allerdings erfordert dies eine größere Wassertiefe für das Abschwimmen, die jedoch dadurch wieder vermindert werden kann, daß man durch tiefe Lage des Ballastes den Schwerpunkt der Glocke so weit nach unten verlegt, daß dieselbe noch stabil schwimmt, wenn die Arbeitskammer voll Preßluft ist.

In Rotterdam hat man eine derartig gebaute Glocke ohne durchgehende Gleichgewichtskammer von 13,44 m Länge, 6,6 m Breite und 2,3 m Höhe unter der Decke verwendet, der man doppelte Wände gab, um den Ballast ganz unten anbringen und den oberen Teil als Schwimmer benutzen zu können. Diese seitlichen Behälter hatten 0,4 m Breite und die oberen Ab-

[1]) Es muß noch darauf hingewiesen werden, daß bei stürmischer Lage große Vorsicht nötig ist. Wenn auch der voll Wasser gelassene Senkkasten bei La Pallice durch den Sturm nicht verschoben wurde, so war doch der Fall zu beklagen, daß 22 Arbeiter, die nicht rechtzeitig an Land gegangen waren, mit der Luftschleuse, in der sie sich aufhielten, durch den Wellenschlag fortgerissen wurden und ertranken.

teilungen 1,1 m Höhe. Das Gewicht der Glocke betrug 116 t, darin 46 t fester, unten an der Schneide gelagerter Ballast. Waren die seitlichen Behälter und der Arbeitsraum voll Luft, so schwamm die Glocke stabil bei nur 1,1 m Tauchtiefe; denn die Wasserverdrängung betrug dann 13,44+0,8 (6,6+0,8)·1,1=116cbm. Die Glocke konnte also bei nur 1,2 m Ebbe- und Flutwechsel über das Mauerwerk geflößt werden, welches bei N.W. etwas über Wasser reichte. Während der Arbeit wurde die Glocke durch Einlassen von Wasser in die Seitenwände mit einer Last belastet. die bis 150 t steigen konnte.

Fig. 914.

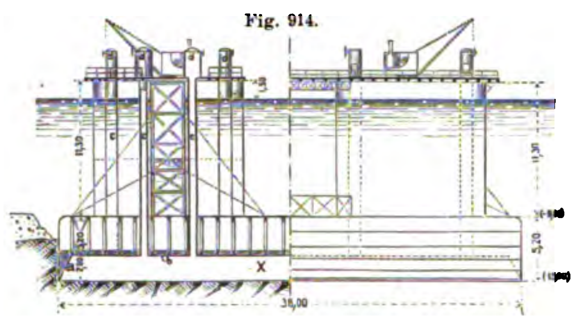


Fig. 915.

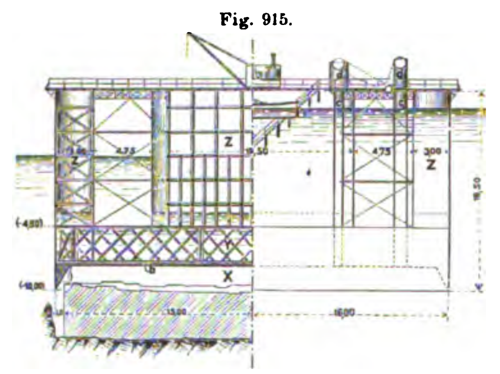
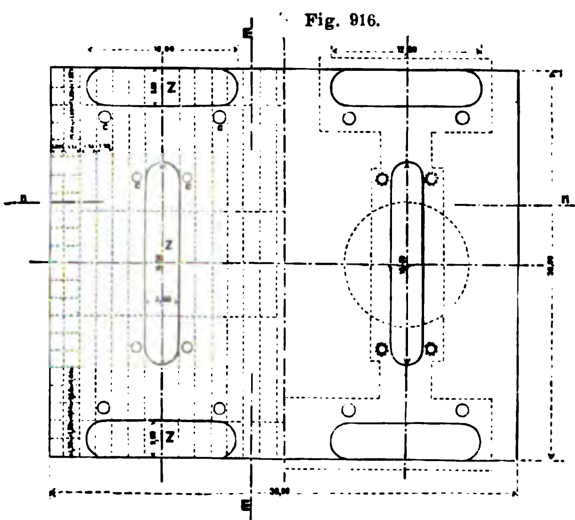


Fig. 916.



Die Fig. 914—916 zeigen die Taucherglocke, welche von der Firma Zschokke & Terrier beim Bau der neuen Trockendocks zu Genua und Neapel benutzt wurde.

Ihre Konstruktion ist im ganzen dieselbe wie diejenige der bei La Pallice für den Molenbau verwendeten; nur sind hier über der Decke 6 längliche eiserne Brunnen angebracht, welche nach Bedarf wasserleer oder ganz oder teilweise voll Wasser sein können. Sie sind notwendig, um (wasserleer) die Stabilität der schwimmenden Glocke zu sichern, wenn die Decke der Gleichgewichtskammer unter Wasser ist.

Die Glocke wiegt mit Schachtröhren, Schleusen, Kranen, Belag usw. rd. 830 t, ohne dieselben rd. 760 t (also 682 bez. 625 kg/qm der Grundfl.), und enthält zwischen den Konsolen und über der Decke der Arbeitskammer 3040 t festen Ballast aus Rohguß-Barren in Mörtel verlegt. Beweglicher Ballast ist nicht mehr erforderlich. Ist die Arbeitskammer voll Wasser, die Gleichgewichts-

kammer aber voll Luft, so taucht die Glocke 5,05 m tief ein. Läßt man 0,75 m Wasser in die Gleichgewichtskammer, so sinkt die Glocke 10 m unter Wasser. Wenn sie hier den Grund erreicht, kann die Arbeitskammer mit Preßluft gefüllt werden, wenn man gleichzeitig ebensoviel Wasser in die Gleichgewichtskammer läßt, als die Preßluft aus der Arbeitskammer verdrängt. Dadurch wird die Gleichgewichtskammer gerade gefüllt. Um ein Übergewicht zu erzielen, werden auch die Brunnen über der Decke teilweise voll Wasser gelassen, Fig. 915.

Fig. 917.

Diese Glocke wird ausschließlich zur Herstellung der Docksohlen verwendet. Sie besitzt unter der Decke auch mehrere Reihen Schrauben zum Abstützen derselben, jedoch benutzte man diese in Genua nicht, sondern ließ die Glocke ausschließlich auf den Schneiden ruhen. Für die Ausführung der Seitenwände waren 3 kleinere, an schwimmenden Gerüsten hängende Glocken von 20 m Länge und 6,5 m Breite im Betriebe. Mit der großen Glocke wurden in 24 Stunden von 50 Arbeitern in 3 Schichten zu 8 Stunden rd. 300 cbm Beton geschüttet, mit einer kleinen eine Menge von etwa 70 cbm.

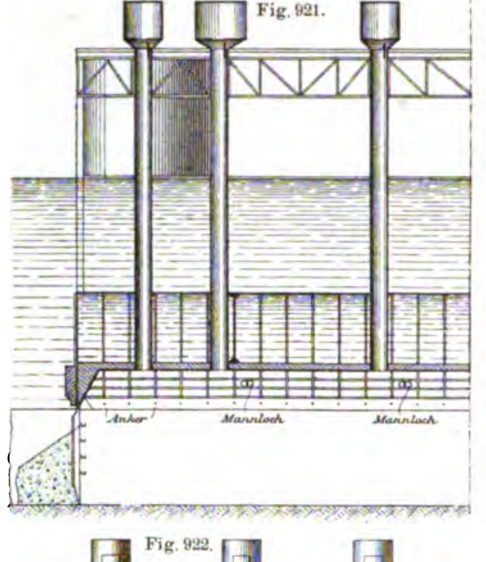
Fig. 918

Fig. 919.

Fig. 920.

Bei Gelegenheit der Aufstellung des Entwurfes von neuen Trockendocks für Kiel hat Verfasser die in Fig. 917—923 dargestellte Taucherglocke entworfen, die zugleich geeignet ist, Sohlenschlitze (vergl. S. 227 u. f.) nachträglich auszufüllen. Dieselbe ist 40 m lang, 20 m breit, 2 m unter der Decke der Arbeitskammer, 6 m von der Schneide bis zur Decke der Gleichgewichtskammer, 18,3 m bis zur Oberkante der 4 zylindrischen Brunnen von 6,5 m Durchmesser über der Decke und 18,33 m bis Oberkante des Belages der Arbeitsbrücke hoch. Sie wiegt mit Schachtrohren, Luftschleusen, Kranen und Bohlenbelag rd. 655 t (812 kg/qm der Grundfläche) und enthält rd. 2620 t Roheisen-Ballast, der aber zum größeren Teile an den Seitenwänden (zwischen den Konsolen und außen) angebracht ist. Dadurch, sowie durch sonstige möglichst sparsame Konstruktion ist

es erreicht, daß die Glocke ganz besonders stabil schwimmt, so daß z. B., wenn bei 10 m Eintauchung die **Arbeitskammer** mit Preßluft gefüllt wird, der Schwerpunkt des Systems noch 0,51 m tiefer als der Schwerpunkt des verdrängten Wassers liegt. Die Ausstattung der Gleichgewichtskammer mit wasserdichten Schotten und Ventilen ist ähnlich derjenigen der Glocke von La Pallice.



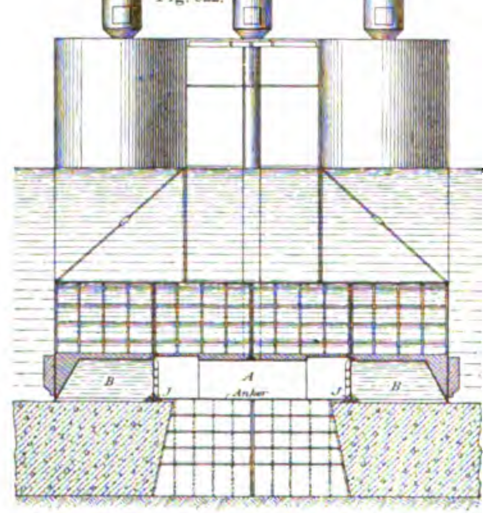


Fig. 917 zeigt einen Querschnitt der Glocke während der Herstellung der Sohlenteile unter den beiden Dockwänden. Um ausschließlich Beton verwenden zu können, sind Begrenzungsflächen aus Bohlen an schublehrenartigen Gestängen an der Decke der Arbeitskammer (Fig. 918 und 919 im größeren Maßstabe) angebracht, denen man beliebige Neigung und Stellung geben kann, indem die Schlitten *B* in verschiedener Entfernung voneinander an der Laufschiene *A* festgeklemmt und dementsprechend die Stangen *E* verkürzt oder verlängert werden können.

Ist der Dockquerschnitt im Rohbau nach Fig. 920 fertiggestellt, so muß der noch offene Sohlenschlitz ausgefüllt werden. Dies geschieht mit derselben Glocke in der durch Fig. 921 u. 922 dargestellten Weise.

Es werden die beiden inneren Längswände, welche in Fig. 917 an ihren Scharnieren hochgeklappt in Nischen unter der Decke hingen, heruntergeklappt und mit den Querwänden (Gummipackungen) und der Decke luftdicht verschraubt, sowie unten miteinander durch Anker verbunden. Darauf wird die Glocke an das Ende des Sohlenschlitzes in die Stellung *I* (Fig. 923) gebracht, so daß sie mit der

Fig. 923.



einen Querwand und den beiden inneren Längswänden über dem bereits fertigen Sohlenmauerwerke steht und die Fuge zwischen diesem und den erwähnten 3 Wänden durch schnell bindenden Mörtel *J* (Fig. 922) geschlossen werden kann. Unter der anderen, teilweise frei über dem Schlitz stehenden Querwand werden dann aus zwei oder mehr in sich luftdichten Teilen bestehende Schilde aus Holz oder Eisen in möglichst gutem Anschlusse an die Seitenwände des Schlitzes und in luftdichten Anschluß an den unteren Rand der Glocke eingebaut. Der durch den Schild abgeteilte Raum des Schlitzes steht mit dem übrigen nun nur noch durch die Fugen zwischen den Schildteilen und den Schlitzwänden in Verbindung. Nachdem nun die Mannlöcher in den inneren Längswänden (Fig. 921) geschlossen, die beiden Seitenräume *B* der Arbeitskammer (Fig. 922) voll Wasser gelassen und die vier zylindrischen Türme über der Gleichgewichtskammer ebenso wie diese selbst mit Wasser gefüllt sind, ist genügende Auflast vorhanden, um den abgetrennten Schlitzteil bis zur Sohle trockenlegen zu können. Dies erfolgt durch reichliche Zuführung von Preßluft, indem man die vorhin erwähnten, einzig noch vorhandenen Fugen zwischen den Schildteilen und den Schlitzwänden, von oben beginnend und dem sinkenden Wasserspiegel immer etwas vorauseilend, mit Streifen von wasserdichtem Stoffe bedeckt und kleinere Undichtigkeiten durch Verstreichen mit Ton schließt. Zur Sicherung des Schildes gegen den Luftüberdruck wird außen

Fig 924.

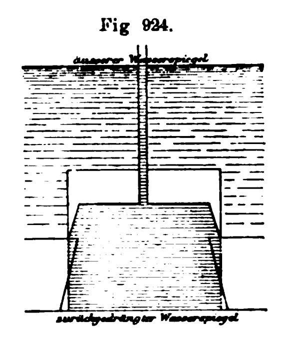


Fig. 925.

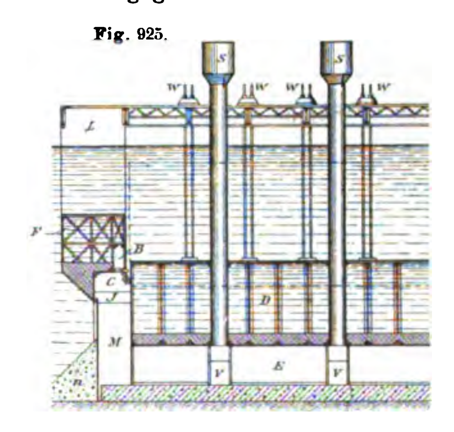
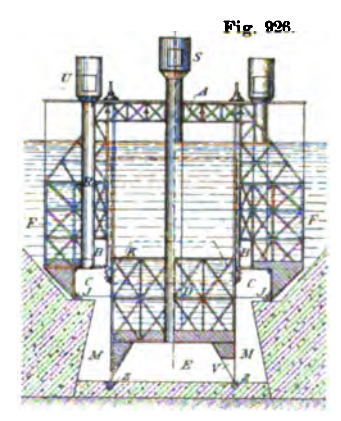


Fig. 926.



gegen denselben Schotter geworfen, der bei der zweiten Glockenstellung als Beton eingebaut wird, Fig. 921.

Ist der Schlitzteil gefüllt, so wird die Glocke nacheinander in die Stellungen *II* bis *V* (Fig. 923) verschoben, bis der ganze Schlitz gefüllt ist, was mit dem beschriebenen Verfahren in bester Weise möglich ist.

Die Schwierigkeit bei der Schlitzausfüllung besteht in einer bequemen Beschaffung des erforderlichen Glocken-Ballastes. Derselbe muß nach Abzug des Gewichtsverlustes durch Eintauchen in Wasser gleich dem Gewichte der in Fig. 924 stark schraffierten Wassermenge sein, welche von der Preßluft verdrängt wird. Eine zweite Lösung dieser Aufgabe zeigt Fig. 925 u. 926, bei welcher eine kleinere, mit genügendem Spielraum im Schlitz zu senkende Glocke von einer anderen von allen Seiten ringförmig umgeben und an dem Gerüste der letzteren durch Ketten aufgehängt ist.

Die Dichtung der Fuge zwischen beiden Glocken erfolgt durch die in Fig. 927 in größerem Maßstabe dargestellte Klappe

Der ganze Arbeitsvorgang ist der folgende: Die Glocken werden zunächst so über das Schlitzende gebracht, daß die Ränder der Ringglocke dieselbe Stellung einnehmen wie die inneren Längs- und die Querwände der vorhin beschriebenen. Die innere Glocke hängt während dieser Zeit hochgezogen in der in Fig. 926 punktierten Stellung.

Fig. 927.

Läßt man jetzt Preßluft in die Ringglocke ein, so wird zunächst der Ringgang B wasserfrei, und nachdem etwaige Undichtigkeiten an der Dichtungsklappe über der Fuge zwischen beiden Glocken durch Verstreichen mit Ton vom Gange B aus beseitigt sind, kann auch der übrige Glockenraum C bis zur Schneide trocken gelegt und bestiegen werden. Jetzt wird, wie früher, die Schneide durch Mörtel J gedichtet und unter der frei schwebenden Querwand der Ringglocke der Schild zum Abschluß des Schlitzteiles eingebracht und befestigt. Alsdann wird die innere Glocke J auf die Schlitzsohle hinabgesenkt und mit der Trockenlegung des Schlitzteiles begonnen, indem man, wie oben beschrieben, die Fugen des Schildes überdeckt. Vorher ist selbstverständlich in die Gleichgewichtskammer F der Ringglocke und D der inneren Glocke der nötige Wasserballast eingelassen.

Jetzt kann man die vorher geschlossenen Türen V in den Wänden der Arbeitskammer der inneren Glocke öffnen und dadurch die Verbindung zwischen den Arbeitsräumen M und E (Fig. 926) herstellen. Mit der fortschreitenden Ausfüllung des Sohlenschlitzes wird die innere Glocke allmählich gehoben. Man kann sie während der Arbeit entweder stets unten aufstehen lassen, was am sichersten ist, und hat dann die Gräben Z unter der Schneide nachträglich — aber auch vollkommen im Trocknen — auszufüllen, oder man läßt die Schneide in Schichthöhe über dem Boden schweben und kann dann ungestört durchbetonieren. Die Wände der Arbeitskammer E gewähren die Sicherheit, daß bei eintretender starker Luftverdünnung und Überlastung der Ketten die herabfallende innere Glocke kein Unheil anrichtet.

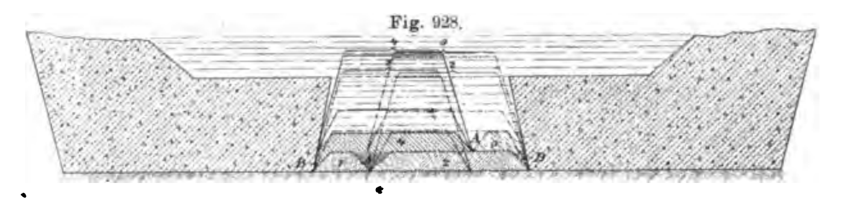
Diese Glocke kann zwischen engeren Wänden benutzt werden als die früher beschriebene. Die innere Glocke kann außerdem, wenn sie aus der Ringglocke entfernt wird und die Türen der Arbeitskammer V geschlossen sind, als selbständige kleine Glocke verwendet werden, sie kann aber auch, in der Ringglocke hochgezogen und festgelegt, mit dieser zusammen als größere Glocke dienen. Diese Anordnung erspart ferner bedeutend an Ballast, weil durch das Hinabsenken der kleinen Glocke in den Schlitz das Volumen des durch Preßluft zu ersetzenden Wassers vermindert wird. Dagegen ist die andere Konstruktion einfacher und leichter zu handhaben. Es ist bei Verwendung der Glocke (Fig. 925 und 926) darauf zu achten, daß mit der wachsenden Ausfüllung des Schlitzteiles und dem Anheben der inneren Glocke auch der Luftdruck soweit vermindert werde, daß das Wasser im Schlitzteil nur wenig unter der Oberfläche des fertigen Betons steht, weil sonst ein Abheben der Glocke erfolgen könnte.

Sollen Schlitze in Sohlen von Docks und Schleusen, die in den übrigen Teilen nicht mit Hilfe von Preßluft ausgeführt wurden, nachträglich ausgefüllt werden, so würden die beschriebenen Glocken zu kostspielig werden. Man kann dann in der durch Fig. 928 angedeuteten Weise vorgehen, bei welcher eine Glocke mit schrägen Seitenwänden in den Schlitz hinabgelassen und unter derselben die Schüttung in der Reihenfolge 1, 2, 3, 4 usw. ausgeführt wird. Die Glocke muß dabei jedesmal in die gleichziffrigen Stellungen gebracht werden. Auch muß namentlich der Anschluß an die Schlitzwand stets unter Wasser erfolgen, indem die Gräben B erst nach den Schichten 1 und 2 ausgefüllt werden können, wenn die Glocke in die Stellungen 4 bezw. 3 gehoben ist. Da die Gräben aber nur geringe Tiefe

haben, wird diese Betonierung stets noch bedeutend besser werden als eine Betonierung mit Kasten in tiefem Wasser.

Die große Taucherglocke, welche bei dem Bau der 5 großen Docks in Kiel[1]) und Wilhelmshaven und der beiden großen Seeschleusen in letzterem Orte verwendet wurden und noch werden (vgl. Ztschrft. f. Bauwesen Jahrg. 1903. Mitteilungen von Franzius & Mönnich, Abbildgn. auf Tafel 41/42). sind in Fig. 929—931 dargestellt. Sie hat rechtwinkligen Grundriß 42 ^{m} auf 14 ^{m} und ist 5 ^{m} hoch, wovon die Hälfte auf den Arbeitsraum kommt, die andere Hälfte auf die Schwimmkammer. Sie wiegt ohne Ballast und Schleusen usw. 345 ^{t} oder 586 $^{kg}/_{qm}$, ohne Ballast mit Schleusen usw. aber

Fig. 928.



395 ^{t} oder 672 $^{kg}/_{qm}$ Grundfläche. Um einen Vergleich mit den selbständig schwimmenden Glocken anstellen zu können, muß hierzu aber noch das Gewicht der 2 eisernen Schiffe nebst dem eisernen Gerüste, an welchem die Glocke hängt, hinzugefügt werden, welches nicht bekannt ist. In der Schwimmkammer liegen die Querträger, deren Enden sich keilförmig nach den Schneiden der Glocke hinziehen und hier die innere Blechwand der Arbeitskammer stützen. Die Schwimmkammer enthält den festen und den Wasserballast, bringt aber, wenn letzterer durch Einlassen von Preßluft beseitigt ist, die Glocke zum Aufschwimmen. Durch 2 Querschotten aus doppelten Bohlen mit Betonzwischenlage ist der Raum in drei nahezu gleiche Teile zerlegt. Diese unbedingt nötigen Querschotten hatte man ursprünglich nicht vorgesehen. Sie wurden erst nachträglich eingebaut, als man beim Betriebe bedenkliche Schiefstellungen der Glocke bemerkte. In der Achse der Schwimmkammer liegt ein allseitig luftdicht abgeschlossener Zylinder von rund 100 ^{cbm} Inhalt, der ebenfalls Wasserballast aufnimmt und gleichzeitig als Längsschott dient. Seine Aufgabe ist es, den bei geringeren Wassertiefen durch das Emportauchen und die Abnahme von Schachtrohrschüssen verlorenen Auftrieb zu ersetzen. Er ist dementsprechend bei tieferen Glockenständen ganz, bei höheren teilweise mit Wasser gefüllt.

In der Arbeitskammer befindet sich an der Decke auf konsolartigen Stützen eine Hängebahn, auf der die mit Rollen versehenen Fördergefäße für Boden und Materialien laufen. Die 4 Gleise der Bahn sind durch Schiebebühnen, welche zugleich Drehscheiben bilden, miteinander verbunden und führen die Fördereimer zu allen Schächten. Von den 7 Schachtrohren dienen 4 zwei doppelten Materialien-Schleusen (s. Beschreibung und Abbildg. dieser Schleusen S. 396), 2 für Personenschleusen und 1 für die Betonschleuse. Alle Schächte können selbstredend unten luftdicht abgeschlossen werden. Auf der Decke der Schwimmkammer befinden sich außerdem noch 3 mit den vorgenannten 7 Rohren symmetrisch angeordnete Einsteigeöffnungen.

---

[1]) Ich sehe mich veranlaßt, bei dieser Gelegenheit etwas nachzuholen, was bei der Veröffentlichung über den Dockbau in Kiel (Zeitschr. f. Bauw. 1903 und 1905) vergessen ist, nämlich die Bearbeiter der Entwürfe zu nennen. Die Dockentwürfe in Kiel wurden unter der Oberleitung des Geh. Admiralitätsrat Franzius von mir ausgearbeitet und wurde ich dabei — namentlich bei der Bearbeitung der Schiebetore — von meinem jetzigen Nachfolger in Wilhelmshaven, Herrn Oberbaurat Möller, unterstützt.

Die Entwürfe der 3 Docks und 2 Schleusen in Wilhelmshaven wurden unter meiner Oberleitung von meinem Nachfolger Oberbaurat Möller, den jetzigen Marine-Bauräten Rollmann und Behrend bezw. den Herren Marine-Baumeistern Eckhardt und Tiburtius fertiggestellt.

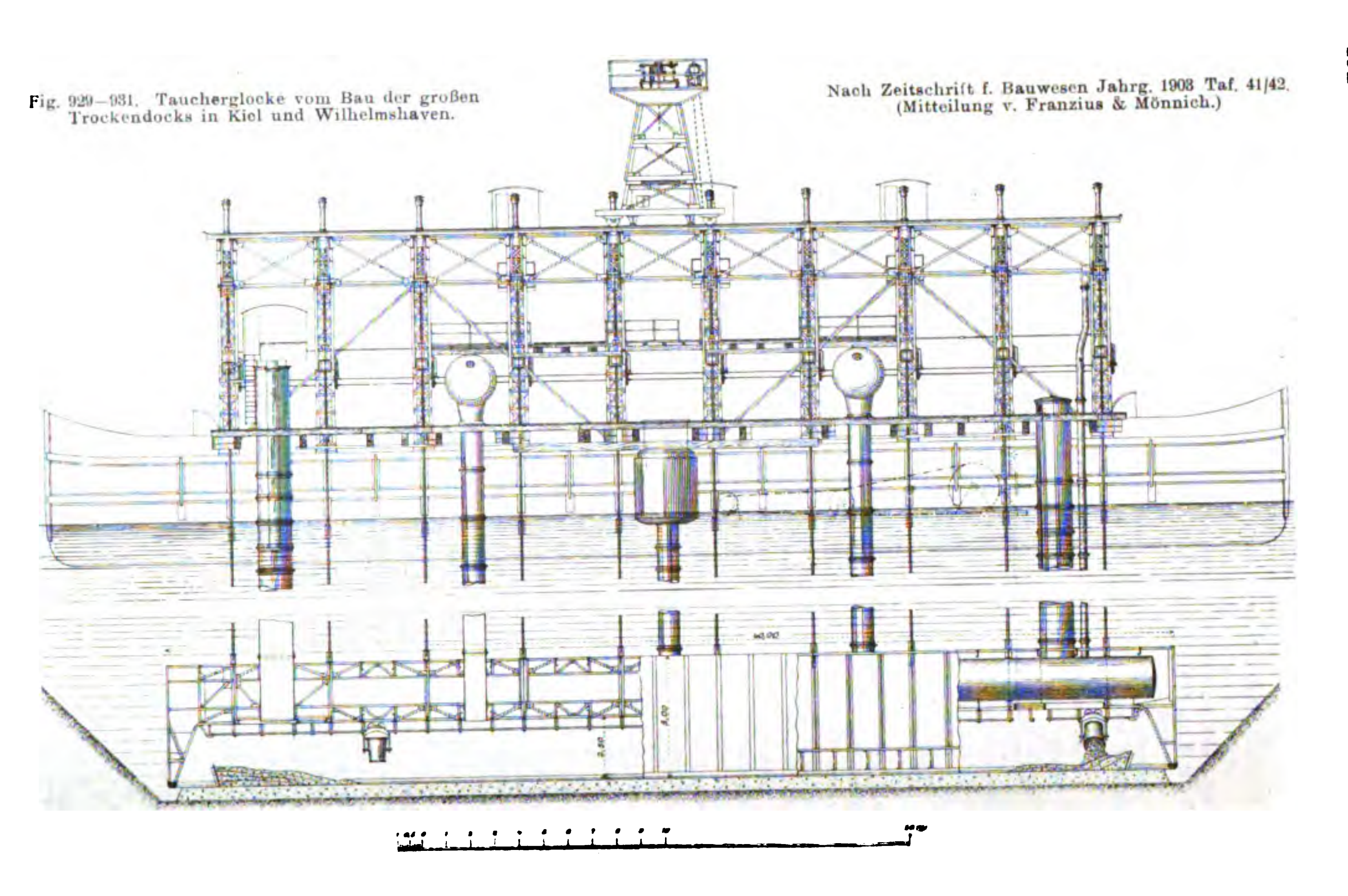


Fig. 929—931. Taucherglocke vom Bau der großen Trockendocks in Kiel und Wilhelmshaven.

Nach Zeitschrift f. Bauwesen Jahrg. 1903 Taf. 41/42. (Mitteilung v. Franzius & Mönnich.)

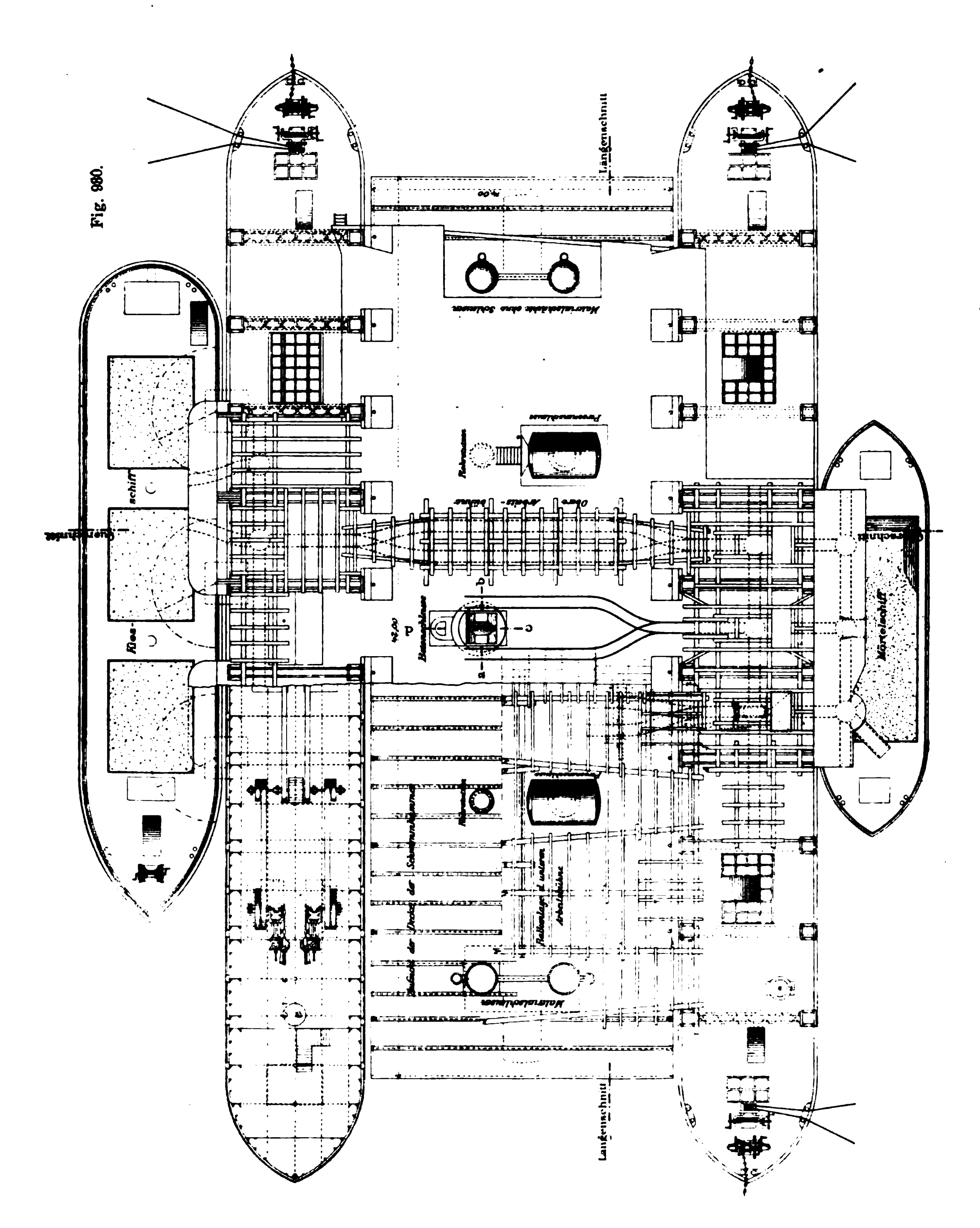
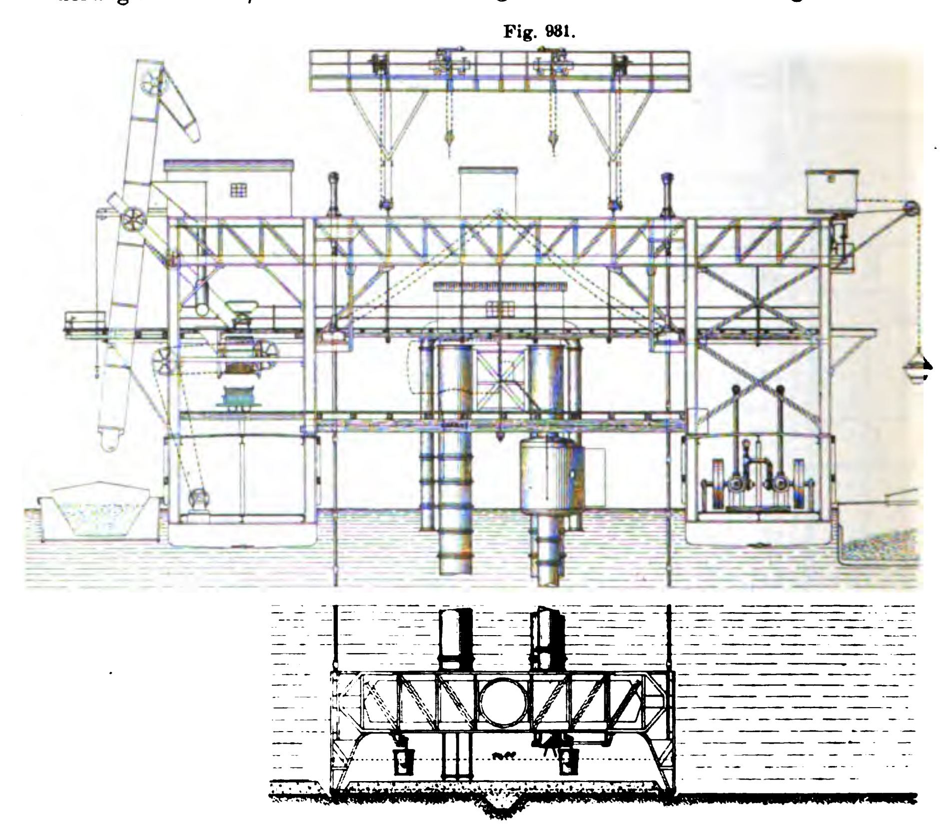


Fig. 980.

In die Deckel dieser Öffnungen sind Rohrstücke eingefügt, welche zum Einblasen von Druckluft in die drei Abteilungen der Kammer dienen.

Die Glocke hängt mit 20 Tragstangen an einer auf 2 Schiffen aufgebauten eisernen Rüstung. Die Hebung und Senkung der Glocke erfolgt mit Hilfe von Druckwasser. In bezug auf die Einzelheiten der Hebevorrichtung wird auf die Quelle (Zeitschr. f. Bauw. 1903 S. 307) verwiesen. Die Hebevorrichtung ist zwar sehr sinnreich, es ist aber nicht recht verständlich, weshalb keine größere Geschwindigkeit für das Heben und Senken vorgesehen wurde. Um 1 m zu heben oder zu senken sind nämlich 25 Minuten erforderlich. Da während des Hebens oder Senkens keine Förderung stattfindet, so würde es an der nötigen Maschinenkraft für eine größere

Fig. 981.



Geschwindigkeit ohne Vergrößerung der ganzen Anlage wohl nicht fehlen und eine Geschwindigkeit bis auf das zehnfache wäre doch unbedenklich. Da ein Heben nur bei der Taucherglocken-Gründung, bei anderen Preßluft-Gründungen aber nur ein Senken der Senkkasten vorkommt, so wird man bei diesen mit einfacheren und billigeren Vorrichtungen auskommen. Für den vorliegenden Zweck ist die erwähnte Vorrichtung aber sehr zweckmäßig bis auf den erwähnten Mangel.

Es wurde keine selbsttätig schwimmende Taucherglocke wie in Genua gewählt, sondern eine an Gerüsten aufgehängte, weil man befürchtete, daß die Abstützung einer freibeweglichen Glocke durch den in der Baugrube verbleibenden Schlamm hindurch Schwierigkeiten bereiten werde.

In den Schiffen, welche das Gerüst der großen Glocke tragen, befinden sich 4 Schieberluftpumpen mit Kühlvorrichtung, sowie 4 Drehstrommotore von je 30 PS. Die Aufstellung ist eine derartige, daß jeder Motor jede Pumpe treiben kann, aber auch 1 Motor 2 Pumpen und 2 Motore 1 Pumpe. Jede Pumpe kann in 1 Stunde bis 460 cbm atm. Luft saugen. Es brauchen bei den vorliegenden Tiefen höchstens 2 Pumpen zu arbeiten. Die Saugrohre sind bis 2 m über Deck geführt. Die Druckleitungen von den beiden Pumpen einer Gruppe münden mit einem gemeinschaftlichen Rohre in einen Sammelkessel (2 cbm Inhalt). Von diesen ist je eine Leitung bis an die äußersten Querträger geführt. Zwischen Schiff und Glocke sind Spiralgummischläuche eingeschaltet. Die Zuleitungen sind in der Arbeitskammer mit Rückschlagklappen versehen.

Während ein Rohr an dem einen Materialienschacht hinunter zur Arbeitskammer führt, geht ein anderes an dem daneben liegenden Materialienschachte zur Schwimmkammer und verzweigt sich hier nach allen 3 Abteilungen derselben. Dieses Rohr ist bei gewöhnlichem Betriebe offen, um alle Luft, die sich in der Schwimmkammer sammeln sollte, entweichen zu lassen. Durch Spiralschlauch mit der Luftpumpe verbunden, dient es zum Ausdrücken des Wassers aus der Schwimmkammer.

Der Kran auf dem obersten Teile des Gerüstes dient zum Abheben der Schleusen, zum Heben von Werksteinen usw. Er ist nur für Handbetrieb eingerichtet.

In das Traggerüst sind 2 Arbeitsbühnen eingebaut. Die untere, etwas höher als das Schiffsdeck, dient zum Verkehr mit den Schleusen, der Zufuhr des Beton auf hierfür hergerichteten Gleisen. Die obere Bühne dient zur Bereitung des Betons. Der Mörtel wird fertig zu Schiff herangebracht und durch Becherwerk (später durch einfachen Aufzug) gehoben. Auf der anderen Seite der Rüstung heben 3 elektrische Krane von 1000 kg Tragkraft den Kies von Schiffen auf die Arbeitsbühne und zwar in den als Meßgefäße dienenden Mulden der Kippwagen.

Die Maschine zum Betriebe des Mörtelhebewerkes und der Beton-Mischmaschinen hat 30 PS.

Zum Betriebe aller Arbeitsmaschinen auf der Taucherglocke, welche 220 PS. erfordern, kommt Drehstrom von 330 Volt Spannung, für die Beleuchtung und magnetische Bremse der Materialienschleuse Gleichstrom von 110 Volt zur Anwendung.

Es dienen zur Beleuchtung der Taucherglocke samt den Schleusen und den Schiffen mit dem Hängegerüst usw. in- und auswendig 56 Glühlampen von 16 Normalkerzen und 14 von 12 Normalkerzen, sowie 8 Bogenlampen zu je 6 Ampère. Die ganze Beleuchtung erfordert 12 PS. Die Dampfmaschinen zur Erzeugung der elektrischen Kraft — 2 Verbund-Lokomobilen von 200 PS. — stehen auf dem Lande und sind mit der Taucherglocke durch 3 Kabel von 250 m Länge verbunden. Die Kabel hängen auf dem Wasser in Abständen von 30 m an Bojen, so daß sie den Boden nicht berühren. Jedes Kabel für die Kraftmaschinen an der Glocke enthält 3 Adern von je 150 qmm Leitungsquerschnitt und genügt allein für alle Maschinen. Das zweite Kabel dient also als Reserve. Für die Beleuchtung dient ein Gleichstromkabel mit 2 Adern von je 150 qmm Querschnitt. Eine Reserve ist hier nicht vorhanden, weil diese durch andere Beleuchtung hergestellt werden kann. Die von denselben Dampfmaschinen erzeugte Beleuchtung der Baustelle auf dem Lande besteht aus 8 Bogenlampen zu je 6 Amp. und 15 Glühlampen zu 16 Normalkerzen. Diese Beleuchtung erfordert 7,5 PS.

Jede der beiden erwähnten Dampfmaschinen arbeitet auf eine Gruppe von Dynamomaschinen. Die eine Gruppe besteht aus einem Drehstrom-Dynamo für 130 Kilowatt bei 330 Volt Spannung und einem Gleichstrom-Dynamo für 122 Amp. bei 110 Volt. Die andere Gruppe hat 2 Drehstrom-Dynamo für je 50 Kilowatt bei 330 Volt und einen Gleichstrom-Dynamo von 110 Amp. bei 110 Volt. Der in den Erregermaschinen der Drehstrom-

Dynamo überschüssige Gleichstrom wird für die Beleuchtung benutzt. In der Regel genügt eine Gruppe für den ganzen Betrieb, die andere ist also Reserve.

In jeder Schicht waren in der großen Glocke 20—24, in der kleinen 10—12 Arbeiter beschäftigt, ohne die in der freien Luft mit Bereiten und Zubringen des Mörtels tätigen. Die Arbeiter in der Preßluft erhielten 50 % Lohnerhöhung gegenüber den anderen. Sie erhielten während der Schicht 1—2 mal Tee mit Weißbrod.

Höhe der Betonschichten 0,9 m, Leistung der großen Glocke 300—350 in Kiel, in Wilhelmshaven rd. 400 cbm für den Tag. Höchst-Leistung 600 cbm.

Es wurde gezahlt für:

1 cbm Beton oder Mauerwerk in Preßluft herzustellen, ausschl. Material:

in Kiel bei Dock V	16,50 M.
„ „ „ „ VI	18,50 „
„ Wilhelmshaven bei Dock IV, V und VI	16,65 „
„ „ bei den neuen Schleusen	12,00 „

Der bedeutende Unterschied der Preise in Wilhelmshaven ist eine Folge sehr scharfer Konkurrenz und ist auch wohl nur möglich, weil die Apparate bereits vollständig abgeschrieben sind. In anderem Falle dürfte der Preis unter 16 M. nicht hinuntergehen.

Die Gesamtkosten für 1 cbm stellten sich in Kiel:

für Kiesbeton	in Preßluft	31,35 M.
„ Schotterbeton	„	35,10 „

Der Bau der Taucherglocke samt der kleinen demnächst kurz zu beschreibenden, den Einrichtungen zur Stromerzeugung und dem Mörtelwerk kosteten nach Angabe der Firma Ph. Holzmann & Cie. rund 850 000 M.

Die Betriebskosten einschließlich Verzinsung, Abschreibung, Spesen, Löhne, Reparaturkosten 124 M. (?) für 1 Betriebsstunde.

Zur Aufführung des oberen Teiles der Seitenwände der Docks wurde eine kleine Taucherglocke benutzt. Diese ist fest mit 2 Pontons verbunden, die erheblich tiefer hinabreichen als die Arbeitskammer-Unterkante, so daß, wenn die Pontons ganz leer sind, diese Unterkante 70 cm über Wasser liegt

Wegen der Einzelheiten dieser Glocke und ihres Betriebes wird auf die Quelle (Zeitschr. f. Bauw. 1903, S. 495) verwiesen. Dort ist auch die Luftschleuse für dieselbe, sowie die Art ihres Betriebes dargestellt. Es sei nur noch erwähnt, daß der Beton für diese Taucherglocke zu Wasser fertig angebracht wurde, und daß die Luftpressen auf einem besonderen Schiffe stehen, auf dem auch der Strom für die elektrische Beleuchtung erzeugt wird.

c. Berechnung der Taucherglocken.

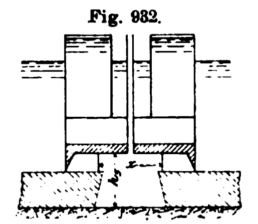
Die Taucherglocken — namentlich diejenigen, welche gleichzeitig dazu dienen sollen, um Sohlenschlitze auszufüllen (Fig. 917 – 922) — erleiden eine sehr mannigfaltige Beanspruchung und erfordern infolgedessen eine eingehende statische Berechnung. Wenn diese auch in allen Einzelheiten nicht vorgeführt werden kann, so soll doch auf die hauptsächlichsten Beanspruchungen hier hingewiesen werden, indem die Konstruktion Fig. 917 bis 922 als Beispiel gewählt wird. Da es für die Stabilität der schwimmenden Glocke von größter Wichtigkeit ist, daß der Schwerpunkt derselben möglichst tief liege, so hat man danach zu trachten, alle hochliegenden Teile, also Schleusen, Krane, Arbeitsbrücke, Schachtrohre, Schwimmtürme, sowie auch die oberen Teile der eigentlichen Glocke möglichst leicht zu erhalten, selbstverständlich unbeschadet der Betriebssicherheit. Außerdem wird man zu gleichem Zwecke den Ballast möglichst tief anbringen.

Der Abstand x der beiden inneren Längswände, welche während

des Betonierens des Sohlenschlitzes den mit Preßluft gefüllten Raum begrenzen, ergibt sich dann aus der Gleichung:

$$\Sigma G \geqq (x\,h_5 + \Sigma V)\,\gamma,$$

worin ΣG das Gewicht der ganzen Glocke mit Ballast, abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen in Wasser, und einschließlich der Wasserfüllung der Türme, soweit dieselbe über dem Wasserspiegel liegt, x und h_5, die aus der Fig. 932 ersichtlichen Werte, ΣV den Rauminhalt aller unter dem Wasserspiegel liegenden übrigen mit Preßluft gefüllten Räume (Schachtrohre, Deckennischen usw., vergl. Fig. 924 S. 489), γ das Gewicht der Raumeinheit Wasser bedeutet. Die obere Schlitzweite kann dann ungefähr $= x - 1$ genommen werden.

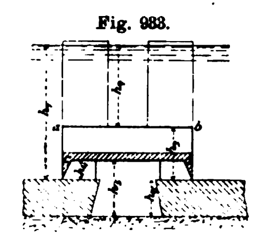

Fig. 932.

Die Beanspruchung der Decke der Gleichgewichtskammer ist verschieden in den Teilen, welche den Boden der 4 Schwimmtürme bilden und in den übrigen.

Die ungünstigste Beanspruchung im Boden der Schwimmtürme tritt ein, wenn die Schwimmtürme bei höchstem Außenwasserstande im Inneren so wenig Wasser enthalten, als bei der betreffenden Eintauchung möglich ist, während unter der Decke der Gleichgewichtskammer Preßluft von dem Drucke vorhanden ist, welcher dem Stande der Schneide der Arbeitskammer entspricht. Der Boden der Schwimmtürme kann also ungünstigsten Falles in der Richtung von unten nach oben einen Druck empfangen, der einer Wassersäule von der Höhe h des größten Abstandes der Schneide vom Wasserspiegel entspricht. In umgekehrter Richtung (von oben nach unten) kann der Wasserdruck im Boden der Türme, wie überhaupt bei der ganzen Decke der Gleichgewichtskammer höchstens die Druckhöhe h_2 erreichen, wenn nämlich die Verbindung zwischen dieser Kammer und dem Außenwasser geschlossen ist und unter der Decke keine Preßluft, sondern solche atmosphärischer Spannung vorhanden ist.

Für die Decke der Gleichgewichtskammer ab mit Ausnahme der Böden der Schwimmtürme entspricht der größte Druck von unten nach oben einer Wassersäule von der Höhe h_3.

Es sind dies die denkbar größten Beanspruchungen, von denen die den Höhen h_1 und h_2 entsprechenden nur bei ungeschickter Leitung vorkommen können. Es sind daher für diese starke Materialbeanspruchungen zulässig.


Fig. 933.

Die Decke zwischen der Arbeits- und der Gleichgewichtskammer cd in Fig. 933 erhält außerhalb der beiden Zwischenwände einen Druck von unten nach oben, entsprechend einer Wasserhöhe h_4, dem aber das Gewicht des Eisenballastes über der Decke (abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen) entgegenwirkt. Sie wird meist ganz entlastet sein. Der Teil zwischen den Mittelwänden dagegen hat, wenn der Sohlenschlitz betoniert wird, einen Luftüberdruck entsprechend einer Wassersäule von der Höhe h_5 abzüglich des Gewichtes des über der Decke liegenden Ballastes zu ertragen. Hier wird man teilweise einige Verstärkungen nötig haben. In umgekehrtem Sinne — von oben nach unten — wird diese Decke durch das Gewicht des aufgepackten Ballastes abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen belastet, wenn die Arbeitskammer voll Wasser ist. Liegt der Ballast auf den Gurtungen der Querträger auf, so bleibt das Deckenblech von der letzteren Beanspruchung verschont.

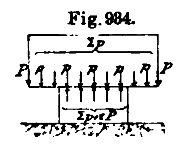
Die Glocke als Ganzes wird am ungünstigsten beansprucht, wenn sie während der Herstellung der seitlichen Sohlenteile (Fig. 917) nur mit

dem mittleren Teile der Querwände aufsteht, unter der Decke nicht durch Schrauben oder Holzstapel, die immer störend sind, gestützt wird, und wenn in der Arbeitskammer keine Preßluft, sondern Wasser vorhanden ist. Als Belastung wirkt in diesem Falle das ganze Gewicht derselben, abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen. Die Glocke ist ein großer Kastenträger, der an den Enden aufsteht. Um ihn recht tragfähig zu machen, hat man namentlich die untere Gurtung in der Mitte, d. h. die Schneiden der Längswände, tüchtig zu verstärken. Die starken Scheerkräfte in der Nähe der 4 Ecken verlangen außerdem hier eine Verstärkung des Bleches der Seitenwände.

Da diese Beanspruchung nur durch ungeschickte Handhabung oder bei stürmischem Wetter — in beiden Fällen, wenn keine Arbeiter unten sind — vorkommen kann, so darf die Beanspruchung entsprechend hoch genommen werden.

Bei diesem Belastungsfalle (Fig. 934) haben die Querwände den ganzen Reaktionsdruck nur mit ihrem mittleren Teile aufzunehmen, erhalten hier also starke Scherkräfte, während sie an den frei schwebenden Enden von den Längswänden Einzellasten P aufzunehmen haben. Auch diese müssen daher entsprechende Gurtungen und Stehbleche erhalten.

Fig. 934.



Während der Betonierung des Sohlenschlitzes stützt sich der obere Schildrand gegen den unteren Rand der inneren Querwand. Außerdem empfängt letztere einen unmittelbaren Luftüberdruck, welcher an der Decke einer Wassersäule von der Höhe h_5 und an der Schneide einer solchen der Höhe h_6 (Fig. 933) entspricht. Der mittlere Teil der Schneide der Querwände muß also auch in wagrechter Richtung genügendes Trägheitsmoment aufweisen. Gehalten werden die Querwände gegen diese Beanspruchung durch die mittleren Längswände, deren Verbindung mit den Querwänden entsprechend stark zu machen ist.

Die Querträger in der Gleichgewichtskammer werden verschieden beansprucht, je nachdem sie nur zur Aussteifung der Konstruktion dienen oder außerdem noch Einzellast durch die Ständer der Arbeitsbrücke oder die Schwimmtürme erhalten. Es soll nur die allen gemeinsame Beanspruchung besprochen werden.

Es sind hier folgende wichtigsten Belastungsfälle zu untersuchen.

A. Sämtliche Räume der Glocke sind mit Wasser gefüllt. Die Träger haben dann den auf sie entfallenden Teil des Eigengewichtes der Glocke und des Ballastes über der Decke (abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen) $l \cdot b \cdot p \cdot$[1]) auf die Längswände zu übertragen und erhalten dabei in der oberen Gurtung Druck-, in der unteren Zugspannungen.

B. Während der Betonierung des Sohlenschlitzes. Die Träger erhalten in dem Teile zwischen den inneren Längswänden für das laufende Meter einen Luftüberdruck in der Richtung von unten nach oben von der Größe $b \cdot h_5 \cdot \gamma \cdot$, wenn b die Bedeutung wie oben hat und γ das Gewicht von 1 cbm Wasser bedeutet (h_5 siehe Fig. 933). In der Richtung von oben nach unten wirkt gleichzeitig die unter A angegebene Belastung $b \cdot l \cdot p$, während der halbe Überschuß des Luftauftriebes $\frac{b \cdot (x \cdot h_5 \gamma - l \cdot p)}{2} = P$ an beiden Enden zur Herstellung des Gleichgewichtes als Reaktion auftritt. Die ungünstigsten Beanspruchungen der einzelnen Teile aus beiden Belastungsfällen sind für die Größe der Querschnitte maßgebend. Dabei ist aber zu bemerken, daß die Beanspruchung A nur bei ungeschickter Handhabung vorkommt, also nicht eintreten muß, während die Beanspruchung B jedenfalls vorkommt. Man kann also bei A größere Beanspruchung zulassen als bei B.

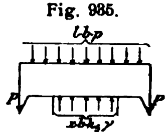
[1]) l = Trägerlänge, b = Abstand der Träger von Mitte zu Mitte, p = Gesamtbelastung für die Flächeneinheit der Grundfläche.

Die Konsolen müssen genügend fest mit der Decke verbunden sein, um dem inneren Luftüberdrucke (h_4^m Wassersäule an der Decke der Arbeitskammer, 0^m an der Schneide) zu widerstehen. Man verbindet sie am besten gleich mit den Querträgern.

Die mittleren Längswände haben während der Betonierung einen Luftüberdruck aufzunehmen, der oben an der Decke der Arbeitskammer einer Wassersäule von der Höhe h_5, an der Schneide einer solchen h_6 (Fig. 933) entspricht.

Die Verankerung der Schneiden beider mittlerer Längswände ist diesem Drucke entsprechend zu gestalten, wennschon auch die Mörteldichtung J (Fig. 935) in den seitlichen Räumen B, falls sie schnell genug erhärtet und kräftig ist, die Anker wesentlich unterstützen wird. Statt der Zuganker sind selbstverständlich auch Absteifungen in den Räumen B gegen den oberen Teil der Konsolen zulässig.

Fig. 935.



Die Schachtrohre und Schleusen sind nach der Anweisung S. 408 u. f. und 422 u. f. zu berechnen.

Die Seitenwände der Schwimmtürme können sowohl inneren als äußeren Überdruck erhalten. Der größte innere Überdruck tritt ein, wenn die Brunnen bis oben mit Wasser gefüllt sind, während die Glocke bei möglichst geringer Wassertiefe benutzt wird, also z. B. bei der Ausfüllung von Sohlenschlitzen, deren Oberkante sehr hoch liegt. Die größte Beanspruchung durch Druck von außen tritt ein, wenn die Glocke so tief schwimmt, daß die Oberkanten der Brunnen wenig über Wasser sind, während das Innere der Brunnen so weit wasserleer ist, als es diese Eintauchung zuläßt, also möglicherweise ganz ohne Wasser. Die Höhe h_3 (Fig. 933) als größte Belastung durch äußeren Wasserdruck anzunehmen, ist jedenfalls genügend.

Die Arbeitsbrücke bedarf besonders eingehender Berechnung, damit sie möglichst leicht ausfalle und die Schwerpunktslage nicht zu ungünstig beeinflusse.

Für den Schild beträgt der Luftüberdruck unten 0 und wächst bis zur Oberkante, um hier einem Wasserdrucke der Höhe h_6 (Fig. 933) zu entsprechen.

Die Wände der Gleichgewichtskammer werden am ungünstigsten beansprucht, wenn dieselbe nicht mit dem Außenwasser in offener Verbindung steht, aber tief unter Wasser liegt. Enthält sie dann im oberen Teile noch etwas Luft atmosphärischer Spannung, so kann der äußere Wasserdruck ungünstigsten Falles einer Wassersäule von der Höhe h_2 in Fig. 933 entsprechen. Durch Einlassen von Preßluft kann aber diese Beanspruchung beseitigt werden. Sie ist also in dieser Höhe nicht unvermeidlich.

Die Berechnung der Schwimmfähigkeit von Taucherglocken erfolgt in derselben Weise wie bei Schiffen:

Für den Fall, daß die Arbeitskammer voll Preßluft ist, nimmt aber die untere Begrenzungsfläche des schwimmenden Körpers (d. i. die Wasserfläche in der Arbeitskammer) nicht wie der Schiffsboden an den Neigungen teil, sondern bleibt stets wagrecht, wie bei Schiffen, die Wasser im Raum haben.

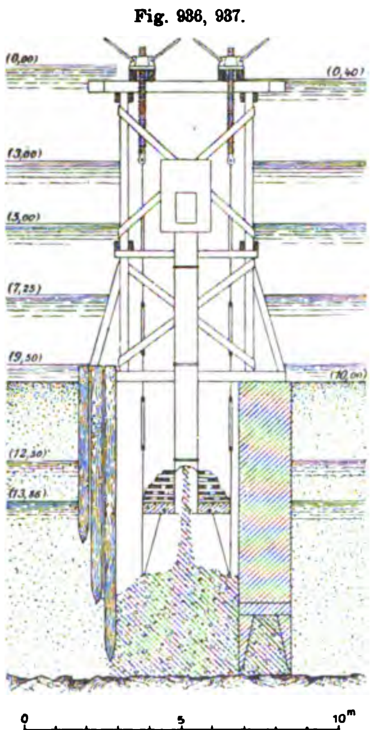
M. Herstellung von wasserdichten Verbindungen zwischen einzelnen Mauerkörpern.

In welcher Weise unter der Taucherglocke lange zusammenhängende Mauerkörper (Molen, Kaimauern, Schleusenwände usw.) hergestellt werden können, ist bereits oben unter L. gezeigt. Wie aber bereits in dem Abschnitt Wahl der Gründungsart hervorgehoben, ist die Taucherglocken-Ausführungsweise immer nur die ultima ratio, und man wird, wo es angeht, das Mauerwerk in der freien Luft auszuführen trachten. Dadurch kommt man oft in die Lage, einzelne mit Hilfe von Preßluft gegründete Mauerklötze verbinden zu müssen.

Wo es in einem solchen Falle auf besondere Dichtigkeit nicht ankommt, wird man die Enden der Schlitze zwischen benachbarten Mauerklötzen einfach durch Spundbohlen abschließen, den Boden aus dem Schlitz in irgend einer Weise (s. Brunnengründung) entfernen und den Schlitz dann unter Wasser mit Beton ausfüllen.

Kommt es aber darauf an, einen wasserdichten Verschluß — etwa bis auf unten anstehenden Felsgrund — herzustellen, so ist man hierbei in verschiedener Weise vorgegangen.

Fig. 936, 937.



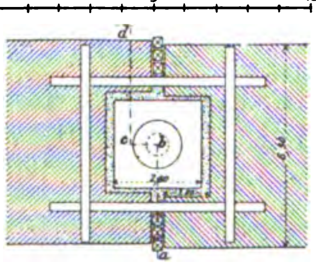


Fig. 938.

Im Hafen von St. Malo und St. Servan machte man an den Stirnseiten der einzelnen Mauerkörper rechteckige Aussparungen, Fig. 937, von solcher Größe, daß die beiden einander gegenüberliegenden Schlitze benachbarter Mauerkörper im Grundriß etwa ein Quadrat von $2{,}50^{m}$ Seite bildeten. Dieser Schacht, der noch mit Boden gefüllt war, wurde dann mit Hilfe einer kleinen eisernen Taucherglocke, Fig. 936, ausgeschachtet, indem gleichzeitig mit dem Fortschritte der Ausschachtung die seitlichen Schlitze durch Hölzer geschlossen wurden, um zu verhindern, daß von neuem Boden eindringe. (Nach Hdbch. d. Ing.-Wiss. I. Bd. 3. Abt. d. Grundbau S. 296. 3. Aufl. 1900.)

War der Schacht bis auf den Felsen geleert, so wurde er mit Beton bis obenhin ausgefüllt, wobei man die Taucher-Glocke allmählich wieder hob.

Bei einer Abänderung von Hersent lief der Schlitz in seinem unteren Teile (auf 2^{m}) keilförmig zu 0 aus. Infolgedessen erfolgte der Bodenaushub für den Schlitz gleichzeitig mit dem Versenken der großen Caissons. Es braucht dann nur noch der Schlitz — erf. Falles mit Betontrichtern oder -Kasten unter Wasser — ausgefüllt zu werden. Allerdings kann man dabei auf einen dichten Anschluß an den Grund nicht rechnen. (Handb. d. Ing.-Wiss. Grundbau.)

In ähnlicher Weise wurden bei den einzelnen Teilen des Umschließungsdammes zur Sicherung der Karls-Brücke in Prag (Allg. Bauztg. 1904) rechteckige Schlitze ausgespart, die bis zu den Schneiden der Senkkasten reichten, Fig. 938. Nach Versenkung der Caissons wurden die Öffnungen zwischen den Stirnwänden durch Kanthölzer und Bohlen geschlossen, eine Luftschleuse aufgesetzt, der Schlitz von einem Arbeiter entleert und schließlich bis auf den unten anstehenden Felsen ausgemauert. Bei einigen anderen war der Zwischenraum zwischen

den Caissons bereits ohne Füllung, so daß derselbe nur geschlossen und ohne Hilfe von Preßluft mit Beton gefüllt werden konnte.

Bei den Arbeiten zur Sicherung des 2. Pfeilers machte man die Schlitze an den Stirnseiten der einzelnen Teile des Fangedammes größer, um die Arbeit in denselben unter Preßluft zu erleichtern. Auch hatte man zum Aufsetzen der Luftschleuse eine leicht versetzbare Platte mit Schachtrohransatz hergestellt. (S. d. Quelle Allg. Bauztg. 1904 Taf. 52.)

Bei dem Bau der Mole des Hafens von La Pallice (Ann. des ponts et chauss. 1884 Sept. S. 272) hat man die einzelnen Teile in folgender Weise verbunden:

Es wurden zunächst über den Schlitzen zwischen den benachbarten Pfeilern Bögen geschlagen, in deren Mitte ein Schacht ausgespart war, in welchen man einen eisernen Schachtrohransatz einmauerte, um Rohre und Luftschleuse aufbringen zu können. Dann wurden die seitlichen Schlitzöffnungen durch eiserne Schilde geschlossen (Fig. 939 u. 940), die aus einzelnen wagrechten, wasserdicht miteinander verschraubten Teilen je nach der erforderlichen Höhe zusammengesetzt waren. Die Schilde legten sich seitlich gegen die Wände der benachbarten Pfeiler, und oben gegen die Leibung des Bogens, der zu diesem Zwecke (provisorisch) auf beiden Seiten bis an die Seitenflächen der Pfeiler verlängert wurde. Die Fuge zwischen Mauerwerk und Schild wurde durch Ton gedichtet. Nachdem bei Niedrigwasser beide Schilde durch den Schlitz hin-

Fig. 939.

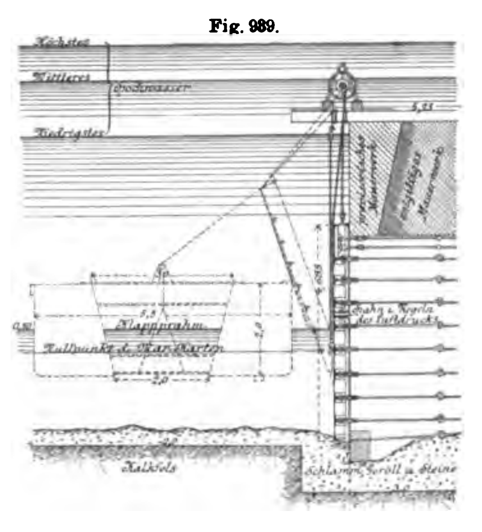
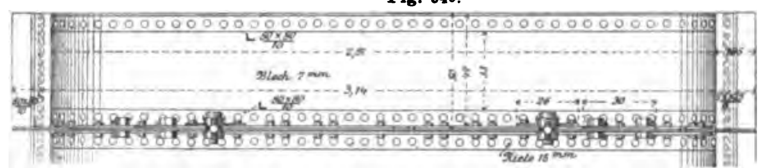


Fig. 940.



durch im oberen Teile miteinander verankert waren, wurde Preßluft hineingeführt und das Wasser aus dem Schlitz verdrängt, indem mit dem fallenden Wasser auch die unteren Anker eingezogen wurden. Nach Forträumung des Bodens usw. wurde dann der Schlitz ausgemauert, indem mit dem wachsenden Mauerwerk die durchgehenden Anker der Schilde durch kurze, in das Mauerwerk einbindende ersetzt wurden. Schließlich wurden die kurzen Anker gelöst und die Schilde, Schachtrohre und Luftschleusen entfernt. Da es bei einer Mole auf eine absolute Dichtigkeit nicht ankommt, würde es vollkommen genügt haben, die Schlitze vor Ausführung der Bögen unter Wasser mit Beton zu füllen.

Eine wasserdichte Verbindung zwischen bereits versenkten hölzernen Senkkasten, die in größeren Abständen voneinander standen, wurde bei der Bank in New-York (Eng. Rec. 1903 Bd. 48) in folgender Weise bewerkstelligt.

Fig. 941 zeigt die Anordnung der hölzernen Senkkasten. Die schraffierten waren bereits bis auf den Felsen gesenkt und ebenso tief ausgeschachtet. Die nicht schraffierten sollten zwischen denselben gesenkt und wasserdicht mit ihnen verbunden werden. Die Konstruktion der letzteren Caissòns zeigen Fig. 942 u. 943. Sie waren ganz aus Holz, teilweise aus einer Bohlenlage, teilweise aus zwei übereinander gebildet.

Die Größe derselben wurde möglichst genau dem Zwischenraume zwischen den bereits versenkten angepaßt, so daß auf jeder Seite nur ein Zwischenraum von etwa 38 ^{mm} bleibt. Dieser geringe Zwischenraum hatte allerdings zur Folge, daß in einigen Fällen die Hilfssenkkasten sich zwischen die bereits versenkten einklemmten, wenn die Zwischenräume nach unten hin sich etwas verengten. In solchen Fällen mußten die Wände der bereits versenkten Kasten unter dem Rande des zu versenkenden hindurch entsprechend abgearbeitet werden.

Fig. 941. Fig. 944, 945.

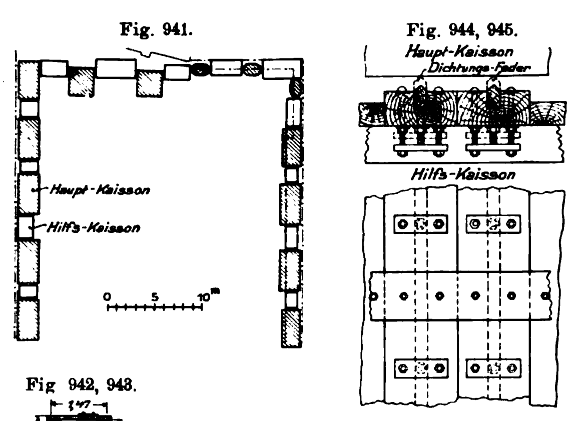


Fig. 942, 943.

Dies Abarbeiten war indessen nur für die eigentliche Dichtungs-Vorrichtung erforderlich, welche, wie Fig. 944, 945 zeigt, vor der Wand des Caissons in Gestalt von stärkeren Bohlen hervortritt. Diese Bohlen enthielten 2 Nuten, in denen keilförmig zugespitzte Leisten von 17 ^{mm} Stärke eingelassen waren. Diese Leisten wurden, wenn der Caisson fertig gesenkt war, mittels der aus den Figuren ersichtlichen Schrauben-Vorrichtung vom Inneren des nun versenkten Caissons bezw. aus dem ummantelten Raume über demselben gegen die Wände der Nachbar-Caissons gedrückt. Übrigens sind die zugespitzten Latten mit 76 ^{mm} Breite sehr schmal bemessen, so daß ein sehr genaues Arbeiten bei der Versenkung vorausgesetzt werden muß, wenn diese Breite genügen soll. Es empfiehlt sich, um die Arbeit zu erleichtern, den Latten erheblich größere Breite zu geben. Man kann dann den Raum zwischen den Latten und Senkkastenwänden auch mittels Druckwassers von Boden reinigen und mit Mörtel füllen.

Nach einem Patent von J. F. O'Rourke hat man die wasserdichte Verbindung zwischen zwei nebeneinander versenkten Fundamentteilen in folgender Weise ausgeführt:

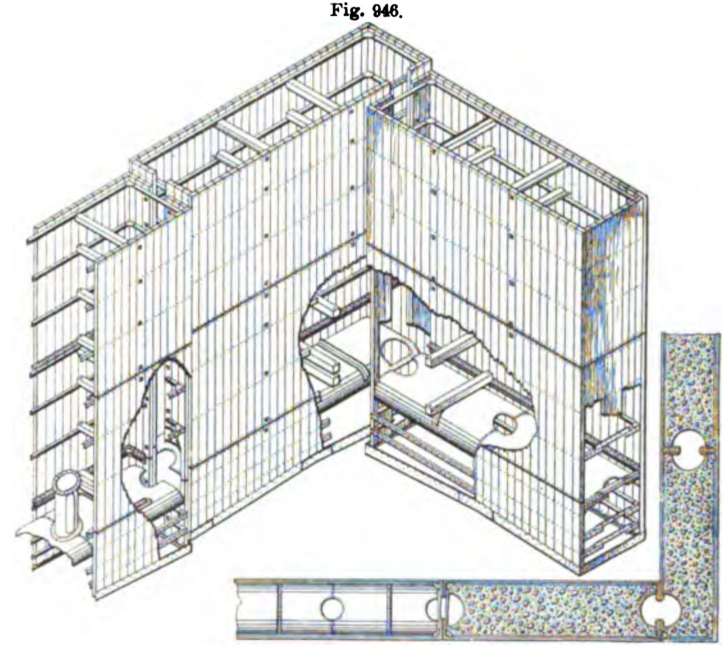
Die Senkkasten hatten hölzerne Seitenwände, die bis obenhin (auch über der Senkkastendecke) mit Winkeleisen versteift waren, Fig. 946 (nach Eng. news 1901. Vol. 46 S. 222), die gegenüberliegenden Wände waren durch hölzerne Steifen verstrebt. Die Decke der Arbeitskammer bestand aus Blech und wurde erst eingesetzt, nachdem die hölzernen Schachte oder Brunnen so weit gesenkt waren, daß der Wasserzudrang die Preßluftgründung nötig machte. Die wasserdichte Verbindung zwischen zwei benachbarten Senkkasten wurde nun in folgender Weise ausgeführt:

An den Enden der Decke der Arbeitskammer befanden sich länglich runde Löcher, die durch gegengeschraubte Blechplatten verschlossen wurden.

Ferner waren in den schmalen Wänden der Arbeitskammern nach innen zu öffnende Türen, die bis zur Decke reichten, angeordnet und endlich konnten die Bohlen, welche die Mitte der schmalen Wände über der Decke bildeten, samt den sie aussteifenden Winkeleisen später entfernt werden, so daß also von oben bis unten eine freie Verbindung zwischen zwei benachbarten Mauerkörpern (s. d. Grundriß rechts) hergestellt werden konnte. Als nun der erste Senkkasten bis auf den Felsgrund gesenkt und über der Decke der Arbeitskammer mit Beton gefüllt wurde, stellte man an den schmalen Enden halbkreisförmige Schablonen aus Eisen auf, durch welche in dem Betonkörper entsprechende Aussparungen von der Decke der Arbeitskammer bis obenhin offen blieben. Diese Schablonen wurden nach Erhärtung des Betons wieder entfernt.

War dann der zweite Caisson möglichst dicht neben dem ersten bis auf den Felsen gesenkt mit ebensolchen Aussparungen an seinen schmalen Enden, so wurde die Tür in der schmalen Wand der Arbeitskammer,

Fig. 946.



welche nach dem schon früher gesenkten Caisson zu lag, geöffnet, die Fuge zwischen den beiden schmalen Wänden der benachbarten Caissons mit Klai usw. dicht geschmiert und die Tür nach dem Inneren des Caisson geschafft. Hierauf wurde die gegenüberliegende Tür zur Arbeitskammer des Nachbar-Senkkastens geöffnet und damit die Verbindung zwischen den beiden Arbeitskammern hergestellt.

Die einander gegenüberliegenden Wände der beiden Caissons wurden dann durch starke Schrauben verbunden und, wo es nötig war, wurde mit Hilfe von Holzkeilen eine vollkommen wasserdichte Verbindung hergestellt.

Die Füllung der Rohre zur Verbindung der benachbarten Mauerklötze und der zweiten Arbeitskammer konnte nun beginnen. Nachdem die Arbeitskammer gefüllt war, entfernte man die halbkreisförmigen Verschlüsse in den Decken der Arbeitskammern an deren schmalen Seiten und konnte so eine ununterbrochene Verbindung aus Beton vom Felsen bis über Wasser in den Aussparungen an den Enden der Senkkasten herstellen.

VII. Einige andere weniger allgemein verwendbare bezw. verbreitete Gründungsarten.

A. Gefrier-Gründung.

Literatur:

Berg- und hüttenm. Zeitung, XLII. Jahrg., Nr. 38; Abteufen im schwimmenden Gebirge nach der Methode von Poetsch, vom Bergassessor G. Köhler. — Zeitschr. der Ver. „Berggeist" zu Siegen, Nr. 8 v. 8. Nov. 1888: Mitt. über das Abteufen im schwimmenden Gebirge auf Grube Archibald bei Schneidlingen, Patent Poetsch vom k. Bergrat und Revierbeamten Gerlach zu Siegen. — Österr. Zeitschr. für Berg- und Hüttenwesen, XXXI. Jahrg., Nr. 30; H. Poetsch's Methode des Schachtabteufens im schwimmenden Gebirge. — Engineering and Mining Journal, New York, Vol. XXXVI., Nr. 16; Sinking through Quicksand by Freezing the Ground by Poetsch. — Serlo. Leitfaden der Bergbaukunde; Berlin. J. Springer, S. 461. — G. Köhler. Lehrbuch der Bergbaukunde, Leipzig, W. Engelmann. S. 218, 476, 514. — The Engineer 1883, 30. Nov. — The Colliery-Guardian 1888, Nr. 16. — Mémoires de l'Union des Ingén. de Louvain 1882/88. — Revista Minera y Metalúrgica, Madrid, ano XXXV. — Zentralbl. d. Bauv. 1888, Nr. 50; L. Brennecke: das Gefrier-Verfahren von F. H. Poetsch und seine Anwendbarkeit im Bauingenieurwesen. — Daselbst 1884 Nr. 20; L. Brennecke: Neue Mitteilungen über die Gefrier-Gründung. — Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen, XXXI.; Dr. M. Weitz: Abteufen von Schächten, Bohrlöchern. Strecken und Ausschachtungen aller Art im wasserreichen und schwimmenden Gebirge. — G. G. Lang. Riga'sche Industrie-Zeitg. 1884, Nr. 16; die Gefriermethode von Poetsch.[1]) Schröter, Untersuchungen an Kältemaschinen verschiedener Systeme. 1. Bericht an den Ausschuß des polytechnischen Vereins zu München, erschienen in München bei Oldenbourg. — R. Habermann. Über Eis- und Kälteerzeugungs-Maschinen, Berlin, bei Simion Rudloff-Grübs. — Die neuesten Erfahrungen über Kompressions-Kälte-Maschinen in Theorie und Praxis. Berlin, Verlag des „Wassersport" (A. Braun & Co.). — Zeitschr. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen im Preußischen Staate Bd. XXXII S. 276. Desgl. Bd. XXXIII S. 219 und Vollert der Braunkohlenbergbau S. 140: Versuchte Anwendung desselben auf der Grube Zentrum im Jahre 1884. — Desgl. Bd. XXXIV S. 245 und Vollert S. 141: Abteufung des Schachtes Emilie bei Hennersdorf, Schachttiefe 38 m, Querschnitt 9 qm, Zeitdauer 7½ Monat, Kosten für 1 m 2828 M. — In derselben Zeitschr. Bd. XXXIII S. 219: Abteufen auf der Steinkohlengrube Max bei Michalkowitz in Oberschlesien, konnte wegen fehlerhafter Beschaffenheit (Undichtigkeit) der Gefrierrohre nicht zu Ende geführt werden. — In derselben Zeitschr. Bd. XXXVII S. 204 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889 S. 1125: Schacht von 6 m Weite für die Belgische Steinkohlengrube Houssu. Durchteufen einer Triebsandschicht von 24 m, welche 54 m unter Tage angetroffen war. Kosten nach Angabe von Poetsch rd. 200 000 M. Zeitdauer vom Beginn der Kälteerzeugung bis zur Fertigstellung des Schachtes etwas über 2 Jahr. Stahl u. Eisen 1889 S. 446. — Taeglichsbeck, der 4. Allgem. deutsche Bergmannstag S. 119. — Berg- und Hüttenmännische Zeitung 1888 S. 414. — Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889 S. 1125: Abteufen des Kalisalzschachtes zu Jessenitz bei Lübtheen in Mecklenburg. Von 8 bis 80 m unter Tage durch Schwimmsand, wasserreichen Ton und Gips. Verbraucht wurden für die Bohrarbeiten 10 Monate, für das Gefrierenlassen 108 Tage. (Durchmesser des Frostzylinders etwa 8 m, Höhe 77 m), Abteufen usw. etwa 8 Monate. Der Bergbau Jahrg. IV Nr. 37 S. 4: Schacht zu Georgenberg in Oberschlesien, Schachtquerschnitt 18 qm, Tiefe von 13,5 bis 28,5 m unter Terrain, Zeitdauer 9 Monate. — Glückauf Jahrg. 28 Nr. 94: Schacht bei Lens Departement Pas de Calais. Tiefe von 24,5 m bis 66,5 m unter Terrain (42 m). Das Gefrierenlassen erforderte 208 Tage. — Zeitschr. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen im Preuß. Staate Bd. XXXXI S. 289 wird das Abteufen eines Schachtes von 7 m mittlerem Durchmesser bis 260 m Tiefe mittels des Poetsch'schen Verfahrens auf 1 927 848 M. berechnet. Alle Einzelpreise dort gegeben. — G. Behrend: Eis- und Kälteerzeugungs-Maschinen nebst einer Anzahl ausgeführter Anlagen usw. Halle a. S. 1888. — R. Pictet: Neue Kälte-Erzeugungs-Maschinen. Leipzig 1885. — M. Schröter: Untersuchungen an Kälte-Maschinen verschiedener Systeme. München 1887. — Die Eis- und Kältemaschinen, ihr Bau und ihre Verwendung in der Praxis von Richard Stetefel. Verlag von Max Waag. — Die Kältemaschinen von G. Göttsche, Ing. Darmstadt. — Abgeändertes Gefrierverfahren bei Gründungen von Gobert: Eng. rec. 1894 Bd. 29, S. 300 — Die Anwendung des Gefrierverfahrens bei Arbeiten im wasserhaltigen Boden. Ausführliche Arbeit über die verschiedenen Abteufungs-Arbeiten mittels des Gefrier-Verfahrens. Maschinen und sonstige Vorrichtungen. Zahlreiche Beispiele von Schmidt: Bull. Soc. Ind. min 1895, Lief. 11, S. 274 mit 8 Taf. — Neuere Kältemaschinen: Dinglers polyt. Journ. 15. Mai 1896 S. 187. — Über einige neue Eis- und Kühlmaschinen auf der Pariser Weltausstellung 1900 von Prof. A. Schwarz: Dingl. polyt. Jurn. 1900 S. 613, 789. — Leitfaden der modernen Kältetechnik. Von Ing. W. M. Lehnert. — Schachtabteufung auf dem Alkaliwerke Ronneberg: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Eis.-Verw. 1902 S. 615. — Das Gefrierverfahren als ein Hilfsmittel zur Ausschachtung wasserhaltiger Bodenschichten. Ausführlicher Bericht: Proc. of the Americ. soc. of civ. eng. 1904 Jan., S. 20–91.

Dieses Verfahren, welches bei dem Abteufen von Schächten in schwimmendem Gebirge vielfach mit Erfolg angewendet wird und dem Berg- und Hütten-Ingenieur Poetsch patentiert war, besteht darin, daß durch Ein-

[1]) Alle bis hierhin aufgeführten Arbeiten behandeln die ersten Ausführungen, sind also inhaltlich nahezu gleich.

führen von künstlich hergestellter Kälte in die wasserhaltige Bodenschicht das Wasser in derselben in Eis verwandelt wird. Dadurch nimmt der früher schwimmende Boden eine steinartige Beschaffenheit an und kann wie ein Felsen mit dem Schachte durchteuft werden. Als Träger der Kälte wird teils eine Flüssigkeit benutzt, die erst bei hohen Kältegraden gefriert, z. B. Chlorcalcium-Lauge, deren Gefrierpunkt bei —40° C. liegt, teils auch (im hohen Norden) kalte Luft.

a. Über Kälte-Erzeugung.

Zur Erzeugung der Kälte werden bisher die in Fig. 947, 948 schematisch dargestellten, der Firma Oskar Kropf in Nordhausen patentierten Kälte-Maschinen verwendet, bei denen die Kälte durch Verdunstung flüssigen Ammoniaks erzeugt wird.[1]) Der Hergang ist dabei folgender:

In dem Ammoniak-Kessel *A* befindet sich eine Lösung von Ammoniak in Wasser (Salmiakgeist genannt), welche durch Erhitzen, sei es nun durch Dampf oder dadurch, daß man den Kessel unmittelbar mit Feuer heizt, so hoch erwärmt wird, daß das Ammoniakgas sich wieder vom Wasser trennt und nach den Kühlröhren *b* eines Kondensators *B* geht. Hier wird das Ammoniakgas, das durch fortwährendes Heizen des Kessels *A* eine immer größere Spannung annimmt, durch kaltes Wasser gekühlt und unter einem Drucke von 8—10 Atm. zu einer farblosen Flüssigkeit verdichtet, die sich im unterem Teile der Kühlröhren bei *c* oder in einem besonderen Sammelgefäße sammelt. Diese Flüssigkeit hat die Eigenschaft, schon bei sehr niedriger Temperatur zu verdunsten. Folgende Tafel gibt die zu einigen Spannungen gehörenden Siedepunkte derselben an:

Spannung in Atmosphären	14,5	7,5	3,4	0,84
Siedepunkt ° Celsius . .	+40	+20	0	—20

Man kann also mit dieser Flüssigkeit noch bei 0,84 Atm. Druck die Temperatur —20° erzeugen, wenn der Gasbildung kein Widerstand entgegengesetzt wird.

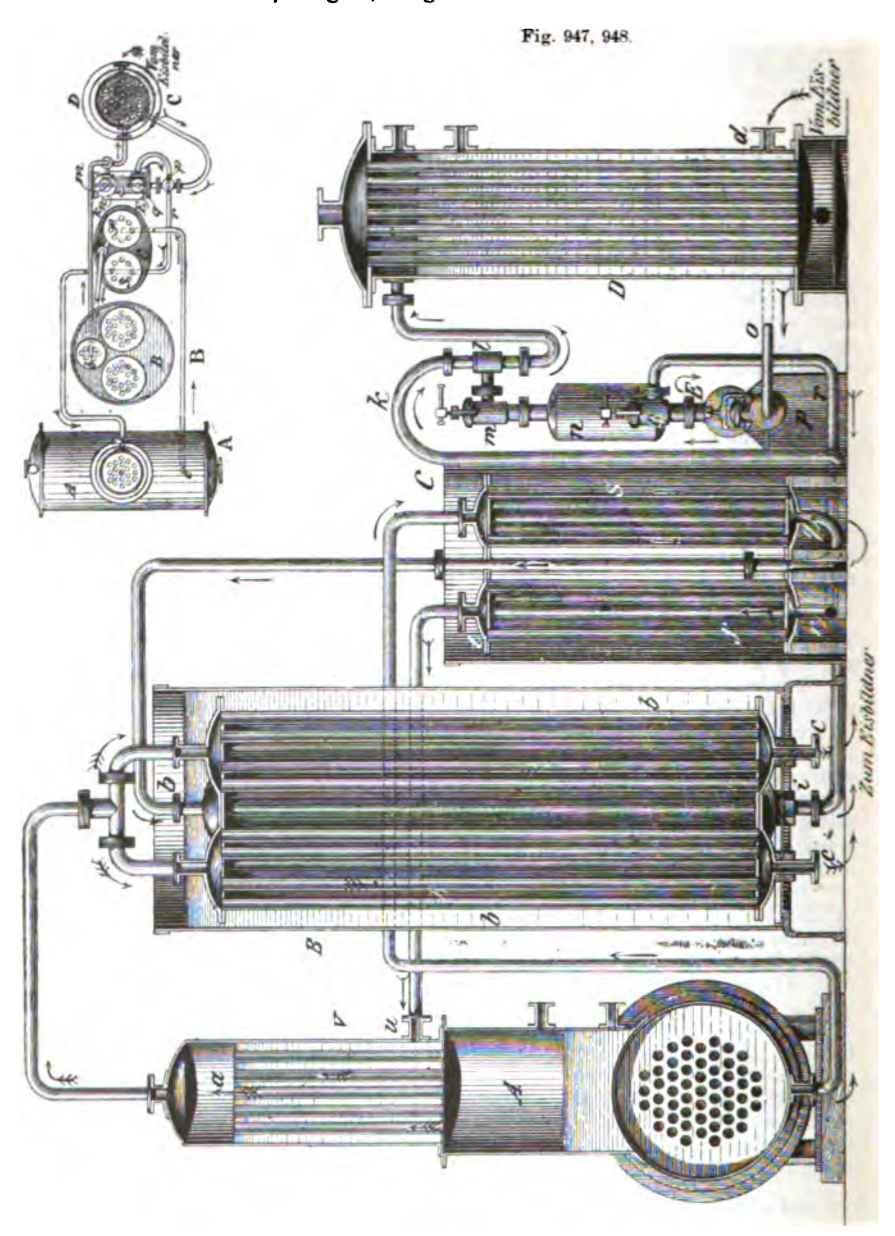
Das sich im unteren Teile der Kühlröhren *b* bei *c* bezw. in dem Sammelgefäße sammelnde flüssige Ammoniak wird in ein Röhrensystem geleitet, in welchem es unter geringem Druck verdunstet und dabei Kälte erzeugt. Die hierbei entstandenen Gase werden nach dem Gefäß *D* geführt, wo sie von einer an Ammoniak armen Flüssigkeit, die aus dem Kessel *A* kommt, unter Wärme-Entwicklung begierig aufgesaugt werden. Die Flüssigkeit sättigt sich dadurch wieder und wird nun durch eine Pumpe *E* in den Kessel *A* zurückgedrückt, um von neuem erhitzt zu werden und den Kreislauf abermals zu beginnen.

Bevor man die im Kessel *A* erhitzte, an Ammoniak arme Flüssigkeit in das Gefäß *D* leitet, wo sie wieder Ammoniakgas aufsaugen soll, muß dieselbe gehörig abgekühlt werden. Anderseits ist man, um nicht allzu große Wärmeverluste zu haben, gezwungen, den aus dem Gefäß *D* nach dem Kessel *A* zurückzuschaffenden starken Salmiakgeist, bevor er in den Kessel eintritt, vorzuwärmen, was auf folgende Weise geschieht: Der aus dem Kessel *A* nach dem Vereinigungs-Gefäß *D* (in der durch ungefiederte Pfeile angegebenen Richtung) gehende schwache, aber heiße Salmiakgeist tritt, sobald er aus dem Kessel *A* kommt, durch die Röhren *f* des Vorwärmers *C* und geht von hier, nachdem er in besonderen Röhren *b* in *B* weiter abgekühlt ist, in das Vereinigungs-Gefäß *D*. Der aus diesem Gefäß kommende starke, aber kalte Salmiakgeist dagegen tritt, ehe er in den Kessel *A* zurückgelangt, ebenfalls in den Vorwärmer *C* und wird hier in

[1]) Es ist selbstverständlich, daß auch Kälte-Erzeugungs-Maschinen anderweiter Systeme für den vorliegenden Zweck verwendbar sind, beispielsweise solche, durch welche Luft auf sehr niedrige Temperaturen gebracht wird. Maschinen letzterer Art haben auch bereits im Auslande Anwendung gefunden.

den Rohren *s* von dem aus dem Kessel *A* kommenden schwachen, aber heißen Salmiakgeist durch Vermittelung der Flüssigkeit, welche beide Röhrenbündel *s* und *f* umgibt, vorgewärmt.

Fig. 947, 948.



Die Konstruktion der einzelnen Teile der Kälte-Erzeugungs-Maschine ist folgende: Der Ammoniakkessel *A* besteht aus einem mit Siederohren

durchzogenen liegenden Zylinder mit Hals, welcher oben durch einen Dom *a* geschlossen ist. In diesem befindet sich eine Anzahl oben offener Röhren, durch welche die Ammoniakgase streichen, die durch Erhitzen des Ammoniakgeistes im Kessel *A* frei geworden sind. Die Gase werden in diesen Röhren durch den entgegenfließenden etwas kälteren Salmiakgeist, welcher aus dem Vereinigungs-Gefäß *D* kommt, entwässert. Die Rohrwände sind durch hohle Böden bedeckt; der obere Stutzen dient zum Dampfeingang, der untere zum Kondensationswasser-Ausgang. Der Kondensator *B*, welcher die aus dem Kessel *A* kommenden wasserfreien Ammoniakgase verdichten soll, besteht aus einer der Größe der Maschine angepaßten Anzahl unter sich verbundener, aufrecht stehender Rohrbündel, die sich in einem eisernen Kasten befinden und stets von Kühlwasser bedeckt sein müssen. Außerdem befinden sich in demselben Kasten 1 oder 2 andere Rohrbündel, welche zur Abkühlung der aus dem Kessel kommenden gasarmen Flüssigkeit dienen. Das Vereinigungs-Gefäß *D* besteht aus einem aufrecht stehenden weiten Rohr, welches, wie ein Dampfkessel mit Siederohren, von engen Rohren durchzogen ist, durch die das Kühlwasser strömt. Dieses Kühlwasser entzieht dem die Rohre umgebenden gasarmen Ammoniakgeist, der sich bei der Aufnahme des Ammoniakgases erhitzt, die Wärme und befähigt ihn dadurch, sich höher mit Gasen zu sättigen. Der Vorwärmer *C* besteht aus 2 oder mehreren Rohrbündeln, die, in einem Gefäß stehend, von Wasser, oder besser von Chlormagnesium-Lösung umgeben sind. Die aus dem Kessel kommende gasarme Flüssigkeit durchströmt auf ihrem Wege nach dem Vereinigungs-Gefäß *D* das eine Rohrbündel *f*, während der in *D* wieder mit Gas gesättigte Ammoniakgeist durch das andere Bündel *s* zum Kessel *A* zurückkehrt. Der letzteren Flüssigkeit wird ihre Bewegung durch die Pumpe *E* erteilt, welche aus einem engen gußeisernen Zylinder mit Kolben aus Gußeisen besteht.

Zum leichteren Verständnis des Kreislaufes ist der Weg, welchen die an Ammoniak arme Flüssigkeit vom Kessel *A* nach *D* durchläuft, durch ungefiederte Pfeile gekennzeichnet, derjenige, den der wieder gesättigte Salmiakgeist von *D* nach *A* zurücklegt, durch einfach gefiederte, derjenige endlich, welchen das wasserfreie Ammoniak, teils in Gas, teils in Flüssigkeitsform durchläuft, durch dreifach gefiederte. Der letztere Weg ist in der Zeichnung nicht vollständig dargestellt, da in demselben der eigentliche Kälteerzeuger (siehe weiter unten, Fig. 949—954) fehlt, den man sich zwischen den Rohrstutzen *c* unten am Kühler *B* und dem Rohrstutzen *d* am Vereiniger *D* eingeschaltet denken muß.

Der Kälteerzeuger oder Eisbildner, in welchem die im Kondensator erzeugte wasserfreie Ammoniakflüssigkeit wieder verdunstet und dabei Kälte erzeugt, besteht ebenfalls aus einer Anzahl von Rohrsystemen, die so miteinander verbunden sind, daß die oben eintretende Ammoniakflüssigkeit sich gleichmäßig nach allen Rohrsystemen verteilt. Die zu kühlende Flüssigkeit umgibt diese Rohrbündel, welche sich zu dem Zweck in einem eisernen Kasten, der außen — zur Fernhaltung der warmen Luft — mit einem Holzkasten umgeben ist, befinden.

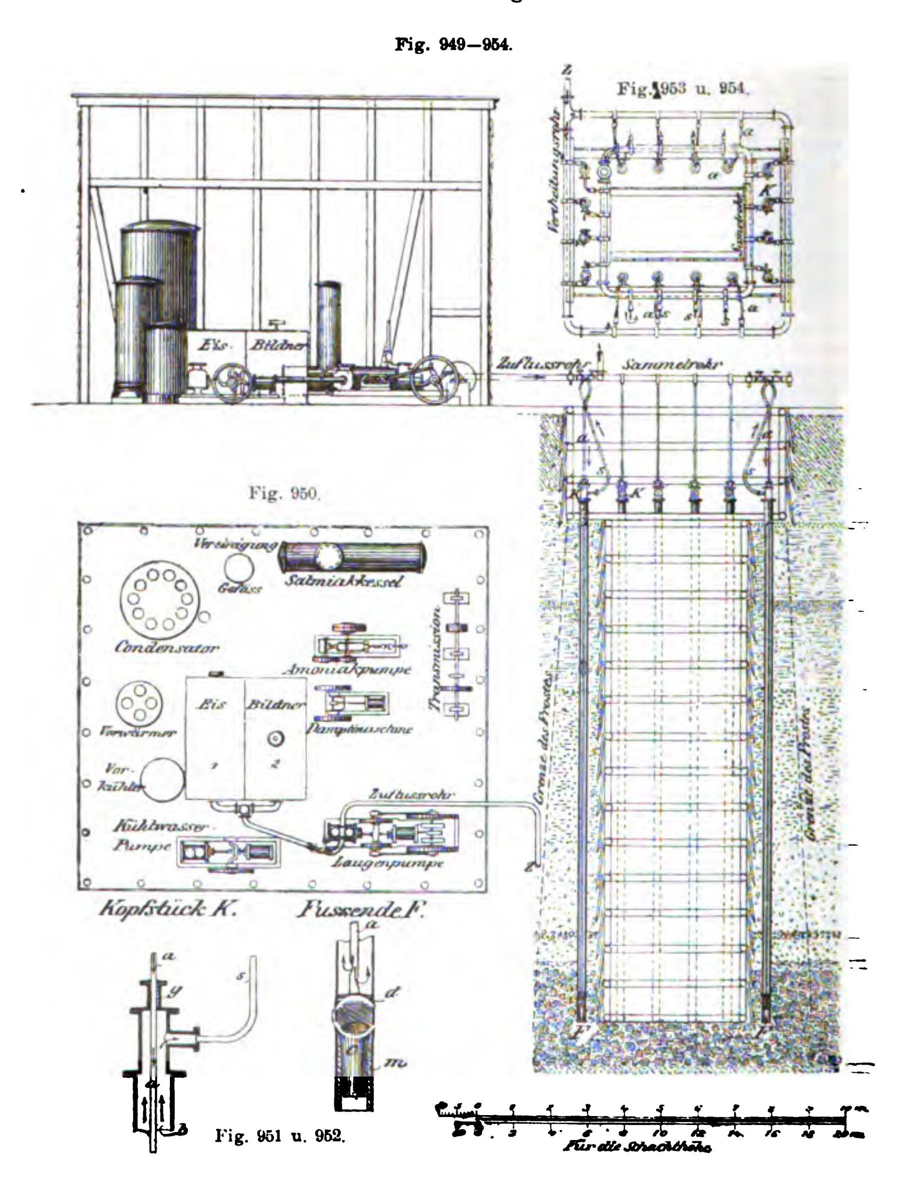
Betreffs der ganzen Anordnung der einzelnen von Rohren durchzogenen Kessel der Kälteerzeugungs-Maschine dürfte es sich empfehlen, dieselben, anstatt aufrecht stehend, liegend anzuordnen, weil sich die Rohrbündel dann leichter herausnehmen lassen, wenn Ausbesserungen erforderlich werden. Allerdings beansprucht die Maschinen-Anlage dann ein Mehr an Raum, das indessen bei Gründungen meist vorhanden zu sein pflegt.

b. Ausführung der Gefrier-Gründung.

Wie bereits erwähnt, ist die zu kühlende Flüssigkeit eine Chlorcalcium-Lösung, die, in derselben Weise wie in der Kälte-Erzeugungs-Maschine der Salmiakgeist, in fortwährendem Kreislauf zwischen genannter Maschine und den Rohren begriffen ist, welche in den zu gefrierenden Boden eingetrieben werden. Der Kreislauf der Lauge ist aus Fig. 950, 952 ersicht-

lich, in der die Richtung der Strömung durch Pfeile angedeutet ist. Diese und die Fig. 949, 951, 952 und 954 stellen die ganze Einrichtung des Betriebes auf der Grube Zentrum bei Königswusterhausen dar. Die frisch

Fig. 949—954.



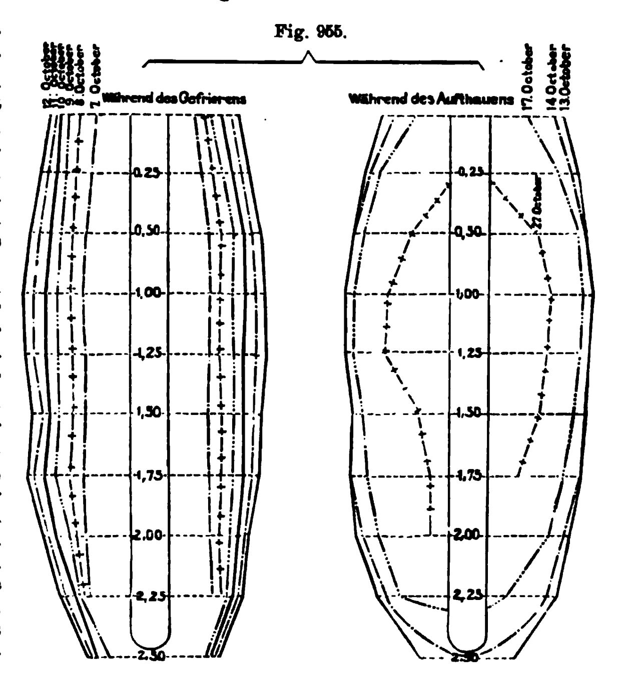
gekühlte Lauge wird aus dem Eisbildner durch das Zuflußrohr *z* in das Verteilungsrohr, Fig. 950, geführt. Aus diesem fließt sie in die Einströmungsrohre *a*, Fig. 950, welche durch eine stopfbüchsenartige Packung *g*, Fig. 951, am Kopfstück *K* des Kühlrohres *b* in dieses selbst eintreten. Das

Rohr *a* von 30 mm Durchmesser reicht bis in das untere Ende *F*, Fig. 952, des 175 mm i. L. weiten, 8 mm starken Kühlrohres, und hat hier seitliche Löcher, durch welche die Lauge in den ringförmigen Hohlraum zwischen beiden Rohrwänden gelangt, um hier mit nur 0,015 m Geschwindigkeit in umgekehrter Richtung (von unten nach oben) zu fließen. Auf diesem Wege gibt die Lauge einen Teil ihrer Kälte an die äußere Rohrwand und mittels derselben an den umgebenden Boden ab, den sie infolgedessen zum Gefrieren bringt. Oben am Kopfstück *K* der Gefrierrohre angekommen, tritt die Lauge aus dem ringförmigen Raum in das Abflußrohr *s*, gelangt von diesem in das Sammelrohr, um von hier aus zum Eisbildner abzufließen und von neuem gekühlt zu werden.

Die Bewegung wird der Lauge durch die in Fig. 950 angegebene Laugenpumpe erteilt, welche in das Zuflußrohr *z* eingeschaltet ist. Die Temperatur der Lauge betrug bei Königswusterhausen bei dem Beginn der Kühlung am Eintritt in die Kühlungsrohre — 18° und beim Verlassen derselben + 2—3°. Letztere Temperatur sank indessen sehr bald unter 0. Nach längerer Zeit tritt dann gewissermaßen ein Beharrungs-Zustand ein, in welchem die Lauge mit rund — 18° eintritt und mit — 15° die Rohre wieder verläßt.

Man nahm nun früher an, daß der Zusammenschluß der um den Schacht gebildeten Frostmauer zuerst am unteren Ende der Gefrierrohre erfolge, weil man der Ansicht war, daß die in der Richtung von unten nach oben zwischen den beiden Rohrwänden aufsteigende Lauge hier am kältesten sei. Spätere Versuche des Franzosen Alby[1]) haben aber dargetan, daß diese Ansicht nicht richtig sei, indem die aus Metall hergestellten Rohre *a*, Fig. 954, die Wärme zu gut leiten. Es hat sich gezeigt, daß der Frostkörper, welcher um ein einzelnes Gefrierrohr gebildet wird, nicht unten, sondern etwa in der Mitte am stärksten ist, Fig. 955.

Fig. 955.



Außerdem stellten diese Versuche noch folgendes fest:

1. Im Inneren der Gefrierrohre herrscht durchweg die gleiche Temperatur, weil durch die metallenen Wände des Zuleitungsrohres zwischen der auf- und absteigenden Lauge, welche als Träger der Kälte dient, ein lebhafter Wärmeaustausch stattfindet. Es erklärt sich daraus die eiförmige Gestalt des Frostkörpers.

2. Die Zeit, binnen welcher die Temperatur des Frostkörpers nach erfolgtem Stillstande der Eismaschinen auf ± 0 steigt, ist sehr kurz, und

[1]) Ann. des ponts et chauss. 1887 Sept. und Zentralbl. der Bauverw. 1888 S. 249.

das Auftauen macht sich am Fuße der Gefrierrohre bald nach diesem Stillstande bemerkbar, Fig. 955.

3. Die Widerstandsfähigkeit des gefrorenen Bodens wächst sehr schnell mit abnehmender Temperatur, wie die Darstellung (Fig. 956) zeigt. Dieselbe ist aber in der Nähe des Taupunktes sehr gering. Letzteres gilt von der Zugfestigkeit in noch höherem Grade als von der Druckfestigkeit.

4. Die Festigkeit des Frostkörpers ändert sich stark mit dem Wassergehalte des Bodens, und zwar entspricht die größte Festigkeit dem Zustande der vollständigen Sättigung. Auch hier vermindert sich mit abnehmendem Wassergehalte die Zugfestigkeit schneller als die Druckfestigkeit.

5. Es ist nicht möglich, mit einer nicht gefrierbaren Flüssigkeit (Kältemischung), wenn der Frostkörper eine erhebliche Stärke erreicht hat, dauernd eine günstige Kraftleistung zu erzielen.

6. Die nicht gefrierbare Flüssigkeit als Träger der Kälte kann in Gefrierrohren, welche erst nach dem Einsenken unten geschlossen werden, durch Austritt in den Boden gefährlich werden.

Fig. 956.

Diesen Erscheinungen hat man wie folgt Rechnung zu tragen:

Um am unteren Ende des Gefrierrohres die niedrigste Temperatur und infolgedessen womöglich den Frostkörper am stärksten zu erhalten, mache man das untere Drittel des äußeren Gefrierrohres eventl. aus einem besser leitenden Metall als die oberen $^2/_3$ (also etwa aus Kupfer) und das innere Zuleitungsrohr aus einem schlechten Leiter (z. B. Holz) und gebe ihm dicke Wände. Ferner versehe man das Zuleitungsrohr außen mit einzelnen Knaggen, welche eine Durcheinandermischung der zwischen beiden Rohren aufsteigenden Kältemischung bewirken. Man treibe ferner die Gefrierrohre so tief in die unter der wasserführenden Schicht anstehende undurchlässige Schicht, daß die eventl. noch vorhandene Verjüngung des Frostkörpers ganz oder fast ganz in die letztere falle (nicht wie früher geschehen, nur etwa 2^{m}). Durch letztere Maßregel wird auch der Erscheinung unter 2. entgegengewirkt, die außerdem einen möglichst sicheren Betrieb (ausreichende Reserve) verlangt.

Die Gefrierrohre stelle man stets im Kreise um den abzuteufenden Schacht, um den Frostkörper nur auf Druck zu beanspruchen. Man stelle die Gefrierrohre näher aneinander als bisher geschehen (etwa $0{,}8^{m}$ statt 1^{m}), verwende nur Eismaschinen, welche imstande sind, möglichst niedrige Temperaturen zu erzeugen, mache alle Leitungen der gekühlten und zu kühlenden Flüssigkeit möglichst kurz und schütze dieselben samt dem Eisbilder ausgiebig gegen Kälteverluste.

Zum Schutze des Frostkörpers halte man die Wärmezufuhr zu demselben durch Abdecken des Schachtes und Verkleidung der Wände mit schlechten Wärmeleitern (Stroh) möglichst fern. Man vermeide alles Pumpen, sowohl innen als außen, damit der Boden möglichst wassergesättigt sei und kein Umlauf erdwarmen Wassers um den Frostkörper erzeugt werde. Um vor dem Überlaufen des etwa steigenden Grundwassers über den oberen Rand der Frostmauer sicher zu sein, erhöhe man denselben genügend, indem man das Erdreich während des Gefrierens oberhalb des gewöhnlichen Grundwasserstandes künstlich mit Wasser sättigt.

Der letzte der oben angeführten Punkte (6) würde am sichersten dadurch zu vermeiden sein, daß man anstatt einer Flüssigkeit kalte Luft als Träger der Kälte anwendete, die noch den Vorzug hat, daß sie leicht erheblich tiefer als eine Flüssigkeit abgekühlt werden kann.

Die Zeit z, welche erforderlich ist, um die Frostkegel zweier benachbarten Gefrierrohre zum vollen Zusammenschluß zu bringen, ist offenbar von folgenden Größen abhängig:

I. im geraden Verhältnisse:

1. von der Temperatur t_0 des Bodens, den man gefrieren lassen will,
2. von der Entfernung a der Gefrierrohre untereinander; und zwar wird a mindestens in der zweiten, wahrscheinlich aber in einer höheren Potenz erscheinen müssen,
3. von der Länge l der Rohre,
4. von der Wandstärke δ der Rohre.

II. Im umgekehrten Verhältnis dagegen steht die Gefrierungsdauer:

1. zur Temperatur t_1, mit welcher die Lauge in die Gefrierrohre eintritt,
2. zur Geschwindigkeit v, mit welcher sie den ringförmigen Raum in der Richtung von unten nach oben durchströmt,
3. zum Umfange U des Rohres.

Es werde dabei vorausgesetzt, daß das Grundwasser in dem schwimmenden Gebirge, welches durchteuft werden soll, wie in Königswusterhausen, nicht fließt, sondern in Ruhe ist. Wo dies nicht der Fall, wie in sehr vielen Flußtälern unter und neben dem Flußbett, wird mit zunehmender Geschwindigkeit desselben die Schwierigkeit des Festmachens durch den Frost bedeutend wachsen, und kann das Verfahren unter Umständen unausführbar werden. Einen Beweis hierfür bietet ein Vergleich der Zeiten und Längen der Kühlungsrohre der Ausführung in Königswusterhausen und derjenigen in Schneidlingen, sowie einer dritten in Schlesien; bei letzteren beiden stand das Wasser nicht still.

In Königswusterhausen war eine Kropf'sche Maschine Nr. 5 imstande, mit Hilfe von 16 Gefrierrohren, welche mit zusammen 400 m Länge in dem schwimmenden Gebirge steckten, in 50 Tagen den Zusammenschluß der Frostmauer zu bewirken. In Schneidlingen gebrauchte dieselbe Maschine für 23 Rohre mit zusammen 230 m Länge rund 150 Tage und in Schlesien für 42 Rohre von zusammen nur 210 m Länge sogar 210 Tage.

Stehendes Grundwasser vorausgesetzt, wird der Wert von z also allgemein einem Ausdrucke entsprechen von der Form: $z = C \dfrac{t_0 a^n l \delta}{t_1 v U}$, wenn C eine Erfahrungs-Konstante bedeutet und t_1 nur seiner Größe nach, d. h. ohne sein negatives Vorzeichen eingeführt wird.

Anstatt des Umfanges U kann man bei kreisförmigem Querschnitt der Gefrierrohre auch πd oder nur d einführen, wenn d der Durchmesser ist. Man wird in der Regel wegen der besseren Widerstandsfähigkeit gegen den äußeren Druck und der bequemeren Arbeit des Einsenkens kreisrunde Röhren wählen, obwohl dieselben rücksichtlich der kühlenden Wirkung wegen ihrer geringen Oberfläche nicht die vorteilhaftesten sind. Es lautet für kreisrunde Rohre der Ausdruck $z = C_1 \dfrac{t_0 a^n l \delta}{t_1 v d}$.

Bei Königswusterhausen betrug nun die Zeit z bis zum vollen Zusammenschluß 50 Tage, und es war ferner: $t_0 = +10^0$, $a = 1^m$, $l = 25{,}5^m$, $\delta = 0{,}008^m$, $t_1 = -18^0$; $v = 0{,}015$ und $d = 0{,}175^m$.

Daraus ergibt sich: $C_1 = \dfrac{50 \cdot 18 \cdot 0{,}015 \cdot 0{,}175}{10 \cdot 1 \cdot 25{,}5 \cdot 0{,}008} = 1{,}158$, während C für Röhren von beliebigem Umfang U sich zu $C = \pi C_1 = 3{,}636$ berechnet.

Der Ausdruck für die Zeitdauer würde also sein:

bei Röhren von beliebigem Querschnitt: I. $z = \frac{3{,}636\ t_0\, a^n\, l\, \delta}{t_1\, v\, U}$

und bei Röhren mit kreisrundem Querschnitt: II. $z = \frac{1{,}158\ t_0\, a^n\, l\, \sigma}{t_1\, v\, d}$.

Durch weitere Beobachtungen mit anderen Werten der Buchstabengrößen müßte noch die Genauigkeit der Konstante erprobt und namentlich der Wert des Exponenten n ermittelt werden. Behält man als Entfernung a der Gefrierrohre voneinander stets 1^m bei, so bleibt $a^n = 1$, und man wird damit eher zu einem sicheren Wert der Konstante kommen.

Zur Berechnung der Stärke des Frostkörpers aus Beobachtungen der Temperatur an zwei in demselben wagrechten Schnitte (nicht zu nahe der Oberfläche) liegenden Punkten gibt Alby folgende Formel:

$$\text{III.}\quad \theta = \frac{\theta_1 - \theta_2}{ln\, r_1 - ln\, r_2}\, ln\, r + \frac{\theta_2 \cdot ln\, r_1 - \theta_1 \cdot ln\, r_2}{ln\, r_1 - ln\, r_2}.$$

Worin θ, θ_1 und θ_2 die Temperaturen in den Entfernungen r, r_1 und r_2 von der Achse des Gefrierrohres ist. θ_1 und θ_2 werden in einem radial zum Gefrierrohre im Frostkörper eingefrorenen, am inneren Ende geschlossenen Röhrchen mit einem empfindlichen Minimum-Thermometer in den Abständen r_1 und r_2 gemessen. Die halbe Dicke des Frostkörpers r ergibt sich dann, wenn man $\theta = 0$ oder wenigstens nahezu 0 etwa $- {}^1/_4{}^0$ setzt aus obiger Gleichung. Poetsch berechnet die Zeitdauer des Zusammenfrierens näherungsweise aus der Eismenge, welche die Eismaschine zu liefern vermag. Indem er die ganze festzumachende Erdmasse durch die stündliche Eislieferung der Maschine dividiert, erhält er die Stundenzahl, welche zum Festmachen erforderlich ist. Da indessen die Leistungsfähigkeit mit der Stärke des Frostkörpers abnimmt, wird man gut tun, die erforderliche Zeit um $^1/_4$ bis $^1/_3$ größer anzunehmen als die so berechnete.

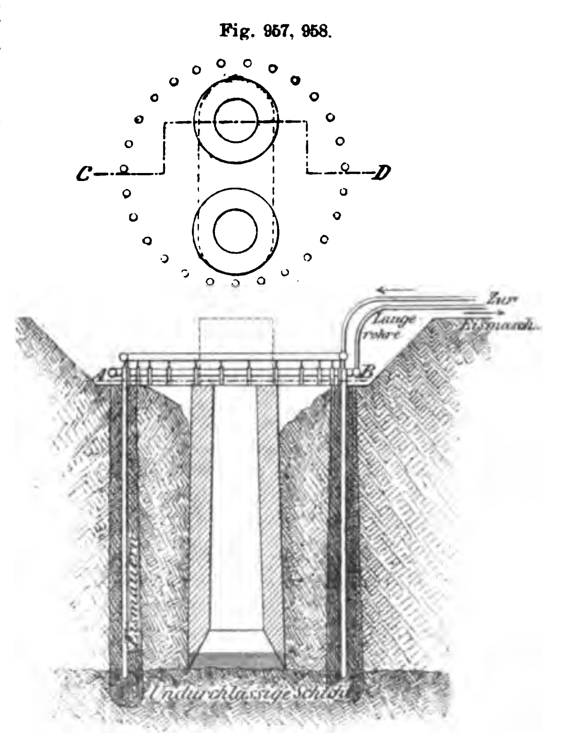
Da die Entfernung der Rohre a in den Formeln I und II mindestens in der zweiten Potenz, wahrscheinlich sogar in einer höheren vorkommt, so wird eine Verringerung der Entfernung der Rohre untereinander am meisten zur Verkürzung der Zeit z beitragen. Bei der ersten Ausführung in Schneidlingen bei Aschersleben waren die Gefrierrohre in der ganzen Sohle des Schachtes verteilt, während in Königswusterhausen die Rohre ganz außerhalb des Schachtes lagen. Letztere Anordnung, welche Verfasser bereits bei seiner ersten Arbeit über diese Gründungsart[1]) empfahl, ist entschieden die zweckmäßigere. Es wird dabei nur eine Frostmauer um den Schacht gebildet, welche denselben während des Abteufens vor dem Wasser- und Sand-Zudrang schützt, ohne daß die Röhren selbst die Arbeiten behindern. Es würde sogar noch zweckmäßiger sein, wenn die Rohre in solcher Entfernung von der zu durchteufenden Stelle ständen, daß der auszuschachtende Boden gar nicht zum Gefrieren käme. Daher ist zu raten, die Gefrierrohre im Kreise um die auszuschachtende Stelle herum so anzuordnen, daß dieselben überall noch etwa $1{,}0^m$ von dem Schacht entfernt bleiben, Fig. 957 und 958. Es ist dies bei Fundament-Ausführungen um so zweckmäßiger, als man dann von dem Frost nichts für das frische Mauerwerk zu fürchten hat, und als bei genügender Entfernung von der eigentlichen Fundament-Sohle auch keine Gefahr vorhanden ist, daß der Untergrund unter dem Fundament durch Auffrieren gelockert werde. Letzteres würde namentlich, wenn der undurchlässige Baugrund aus Ton besteht, schlechte Folgen haben können, weil der Boden unter dem Fundament dann nach erfolgtem Auftauen Wasser aufnehmen und aufweichen würde. Besteht der Baugrund aus Felsen, so ist hierfür weniger zu fürchten, wiewohl es auch vorkommen kann, daß dieser, wenn er rissig ist, durch den Frost gesprengt wird. Man hält sich also besser auch bei

[1]) Zentralbl. d. Bauverwaltung 1888 Nr. 50.

solchem von der eigentlichen Fundament-Sohle mit dem Frostkörper in einiger Entfernung. Die nur geringe Wassermenge, welche dann noch durch den Frostdamm und den dichten Untergrund eingeschlossen wird, kann man leicht entsprechend dem Fortschreiten der Schacht-Abteufung durch eine Pumpe bewältigen. Will man das Wasser schon vorher entfernen, ehe man mit dem Abteufen beginnt, so kann man dies dadurch erreichen, daß man in der Mitte des Frostdammes ein Rohr bis nahe zum Grunde treibt, durch welches man das Wasser abpumpt. Dabei erhält man zugleich ein Bild von der Dichtigkeit des Abschlusses. Man muß sich aber hüten, zu früh mit dem Pumpen zu beginnen, weil man dadurch der sich bildenden Frostmauer das zur Erreichung ausreichender Festigkeit nötige Wasser entziehen würde.

Ist der Baugrund ein solcher, der keinen wasserdichten Abschluß gewährt, z. B. eine Kiesschicht, so wird man dieselbe Anordnung noch beibehalten können, wenn in mäßiger Tiefe unter der Fundament-Sohle eine undurchlässige Schicht zu treffen ist. Man wird dann die Gefrierrohre bis zu letzterer hinuntertreiben, um mit der Frostmauer an sie anzuschließen und dadurch die eigentliche Baugrube von allem ferneren Wasserzudrange zu befreien.

Fig. 957, 958.



Die kreisrunde Form der Frostmauer ist auch deshalb die vorteilhaftere, weil sie die gleichmäßigste Widerstandsfähigkeit besitzt. Man kann, ähnlich wie bei Brunnen, die notwendige Wandstärke der Frostmauer von kreisrunder Form nach der Lamé'schen Formel:

$$\delta = {}^1/_2\, d\left[-1 + \sqrt{\frac{k}{k-2p}}\right]$$

berechnen, worin δ die Wandstärke, d den inneren Durchmesser, k die zulässige Beanspruchung, p den Druck von außen bedeutet und die Maße in $^{cm}/_{kg}$ zu nehmen sind. Da der gefrorene Boden sich bei sehr niedrigen Temperaturen so fest wie Sandstein erweist, diesen an Zähigkeit sogar noch übertrifft, da die Frostmauer außerdem aus einem Stück besteht und endlich eine unmittelbare Gefahr wegen der Schacht-Auszimmerung oder des innerhalb der Frostmauer versenkten Brunnens nicht vorhanden ist, so kann man die Beanspruchung k sehr hoch annehmen, etwa zu 30 bis 40 ^{kg}. Als äußeren Druck p hat man nur nötig, den Wasserdruck zu rechnen, weil der Erddruck von innen nicht aufgehoben wird, bezw. die Frostmauer von innen stets gestützt ist. Wenn man nicht zufällig mit höherem hydrostatischen Druck zu tun hat, was sich schon bei den Bohrungen für den Schichtenplan ausweist, so wird die stärkste an-

zunehmende Beanspruchung für 1 qcm der Frostmauer in der Tiefe der Fundamentsohle sein: $p = \frac{1000\,t}{10000} = 0{,}1\,t$, wenn t die Gründungstiefe unter dem Spiegel des Grundwassers ist. Man kann also auch schreiben:

$$\text{IV.}\quad \delta = {}^1/_2\, d \left[-1 + \sqrt{\frac{k}{k - 0{,}2\,t}}\right].$$

Da man nun weiß, daß der Frostkegel um jedes Gefrierrohr einen unteren Durchmesser von 1,5 m erreicht, bei einem Durchmesser der Rohre von 175 mm, so muß man, um die richtige Wandstärke zu erhalten, die Rohre in einer Entfernung:

$$\text{V.}\quad a = \sqrt{2{,}25 - \delta^2}$$

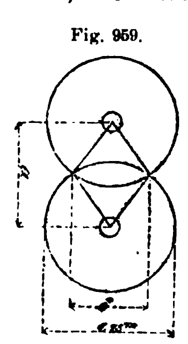
voneinander eintreiben, Fig. 959.

Ist die wasserdichte Einschließung der Baugrube durch die Frostmauer vollendet, so erfolgt das Abteufen des Schachtes. Dies kann, wie bereits angedeutet, entweder in der gewöhnlichen bergmännischen Weise geschehen, wie sie in Fig. 957 dargestellt ist, nur mit dem Unterschied, daß wasserdichte Schachtwände hier nicht nötig sind, daß man also nur einfache Bretter statt der im Bergbau in wasserreichem Gebirge üblichen doppelten mit Fugendeckung anzuwenden braucht, oder auch indem man Brunnen senkt, Fig. 958.

Da bei dieser Anordnung der Brunnen sehr leicht trocken gehalten werden kann, so wird man auch etwaige Hindernisse, wie Stämme oder Steine, unter dem Brunnenkranz leicht entfernen können, und es eignet sich daher die Gefrier-Gründung in dieser Vereinigung mit der Brunnen-Gründung auch für sehr unreinen Baugrund, während für reinen Baugrund die Frostmauer fortfallen kann und die einfache Brunnen-Gründung genügt.

Bei Gefrier-Gründungen, welche auf dem Trocknen ausgeführt werden sollen, wird man, wie dies auch bei dem Schacht der Grube „Centrum" bei Königswusterhausen, Fig. 957, dargestellt ist, bis zum Grundwasser-Spiegel erst den Boden entfernen, bevor man die Gefrierrohre eintreibt. Man wird indessen dabei vorsichtig zu Werke gehen müssen und zu bedenken haben, daß der Grundwasserstand wechselt. Deshalb darf man den Boden nicht bis zu dem gerade herrschenden niedrigen Grundwasserstande ausheben, sondern muß mit der Aushebung noch etwas über dem bekannten höchsten, bezw. dem zu erwartenden höchsten Grundwasserstande bleiben, um eine die Baugrube bis zu dieser Höhe schützende Frostmauer zu erhalten, die auch bei steigendem Grundwasser ein Überlaufen desselben über den oberen Rand der Frostmauer in die offene Baugrube verhindert. Wenn während der Bildung der Frostmauer das Grundwasser erheblich tiefer steht als die Sohle der ausgehobenen Baugrube, so muß man, um eine auch im oberen Teile dichte Frostmauer zu bekommen, das dem Boden mangelnde Wasser künstlich zuführen, indem man dasselbe zeitweilig um die Rohre herum aufschüttet. Wie notwendig eine reichliche Höhe der Frostmauer ist, hat ein Vorfall in Königswusterhausen gezeigt, bei welchem das Grundwasser nach einem mehrtägigen Stillstand der Eismaschine über die Frostmauer in den offenen Schacht eindrang und unliebsame Unterbrechungen verursachte.

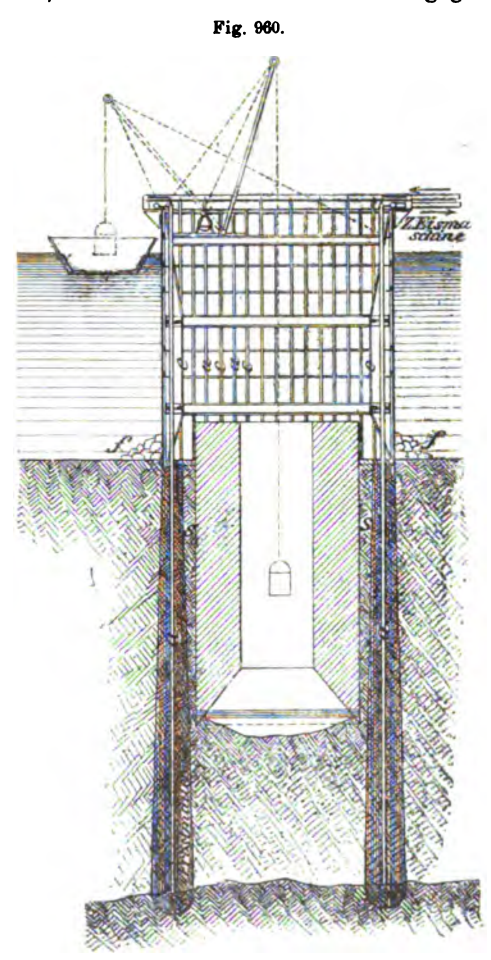
Fig. 959.



Die Ausschachtung für Gefrier-Gründungen auf dem Lande kann entweder als eine entsprechend große Baugrube mit geböschten Wänden angelegt werden; oder man kann, wo senkrechte Wände gewünscht werden, dieselbe schachtartig abteufen. Bei Gründungen im Wasser dagegen wird man einen oben und unten offenen wasserdichten Kasten aus Eisen oder Holz, dessen Wände

gehörig gegen den Wasserdruck versteift sind, auf die Sohle senken, denselben so beschweren, daß seine Schneide allseitig ein wenig in den Grund eindringt und dann rundherum längs der Wand die Gefrierrohre *a* einbringen, Fig. 960. Es ist dabei gleichgültig, ob man diese innerhalb oder außerhalb des Kastens eintreibt. Am zweckmäßigsten ordnet man sie auf derjenigen Seite der Wände an, auf welcher die senkrechten Versteifungen *c* dieser letzteren liegen, und erhalten sie dann ihren Platz zwischen denselben. Legt man sie nach außen, so bedürfen sie eines Schutzes gegen Bespülung durch fließendes Wasser, welches ihnen zu viel Kälte entziehen würde. Man erreicht dies durch Umschließung der Rohre mit einer Bretterbekleidung. Die Schneide der Ummantelung muß man in stark fließendem Wasser gegen Unterspülung schützen, zu welchem Zweck man rund um dieselbe herum Sandsäcke oder Faschinen *f* werfen kann. Hat dann die Frostmauer längs der ganzen Schneide der Ummantelung sich geschlossen, so wird das Wasser aus der letzteren durch Pumpen entfernt und wie auf dem Lande ein Schacht abgeteuft oder ein Brunnen gesenkt. Fig. 960 zeigt letztere Anordnung, welcher Verfasser vor dem Abteufen eines Schachtes mit verzimmerten Wänden den Vorzug gibt. Allerdings wird beim Abteufen des Schachtes die umschließende Frostmauer weniger durch den äußeren Wasserdruck beansprucht werden, weil die Versteifung gleichmäßiger ausgeführt werden kann, als bei Senkbrunnen, bei denen ein Teil des nicht gefrorenen Bodens, welcher zwischen Brunnen und Frostmauer lagert, unter den Rand in das Innere des Brunnens dringt, wodurch der innere Erddruck gegen die Frostmauer vermindert wird. Anderseits hat aber das Senken von Brunnen mit recht dicken Wänden zwei bedeutende Vorzüge vor dem Schacht-Abteufen voraus. Erstens kann man schon einen großen Teil des Fundamentes gleichzeitig mit den Erdarbeiten fertigstellen; man spart also an Zeit, und zweitens kommt das ganz frische Mauerwerk, welches man stets möglichst hoch über Flußsohle ausführt, nicht in unmittelbare Berührung mit dem gefrorenen Boden. —

Fig. 960.



Als letzter Fall der Anwendung der Gefriergründung wäre noch der zu erwähnen, bei welchem der Baugrund aus einer wasserdurchlässigen Schicht besteht und eine wasserdichte Schicht in erreichbarer Tiefe nicht

aufzufinden ist. In diesem Fall müßte man nicht nur die Baugrube durch eine Eiswand umschließen, sondern auch, um die Sohle durch Frost dichten zu können, den ganzen Boden über der Sohle in einen geschlossenen Eisblock verwandeln, in welchen man dann den Schacht zur Versenkung des Fundamentes abteufte. Diese Ausführungsweise ist dem Berg-Ingenieur Poetsch ursprünglich patentiert, und sind auch alle bisherigen Ausführungen dementsprechend bewirkt worden.

Die Anordnung wird aber bei großen und tiefen Fundamenten ungemein langwierig und teuer werden, weil nicht nur eine viel größere Masse in Eis verwandelt werden muß — wozu stärkere Maschinen nötig sind —, sondern weil auch die Abteufungs-Arbeiten durch den gefrorenen, mit Röhren durchsetzten Boden weit langsamer von statten gehen.

Die Lösung des Bodens wird man allerdings durch geschickte Anwendung von hohen Temperaturen wesentlich beschleunigen können. In dieser Richtung hat man auch s. Zt., durch den Hinweis des Verfassers in der Mitteilung: Das Gefrier-Verfahren von F. H. Poetsch usw., Zentralbl der Bauvwltg. 1883, S. 461 angeregt, in Königswusterhausen s. Zt. Versuche angestellt, die aber nicht zur vollen Zufriedenheit ausgefallen sind, weil man als Träger der Wärme Wasser und Dampf anstatt erhitzter Luft, wie Verfasser wollte, anwendete. (Über weitere Versuche ist nichts bekannt geworden.)

Immerhin wird dieser Art der Anwendung der Gefrier-Gründung solange wie möglich die Luftdruck-Gründung vorzuziehen sein.

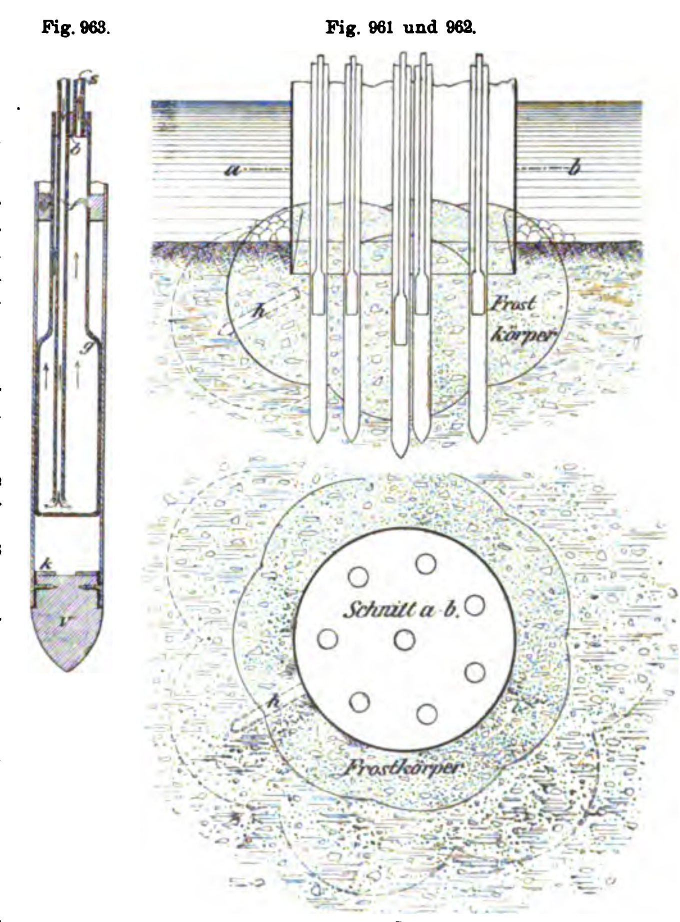
Da bei dem letztangeführten Verfahren der Boden unter dem Fundament ebenfalls gefroren ist und die gefrorenen Erdmassen auch die Schachtwände unmittelbar berühren, so wird man das Mauerwerk des Fundamentes nicht in gewöhnlicher Weise ausführen können. Man wird vielmehr in der Nähe der gefrorenen Bodenmassen entweder nur Trocken-Mauerwerk oder Mauerwerk mit Erdharzmörtel, dem der Frost nicht schadet, anwenden müssen oder endlich solches aus großen, vorher angefertigten, bereits erhärteten Mauerblöcken. Temperaturen von nur wenigen Graden unter dem Gefrierpunkt verträgt allerdings auch der Zementmörtel, wenn man denselben mit warmem Wasser bereitet oder auch dem kalten Mörtelwasser Salz beimischt. Ein anderer Ausweg wäre der, daß man den hölzernen Schacht oder den gemauerten Brunnen, nachdem er bis zur vollen Tiefe fertiggestellt ist und die Gefrierrohre in der Sohle entfernt wurden, mit einem Boden versieht, der verhindert, daß der auftauende Sand in ihm emporquellen kann. Ist dann, nach Einstellung der Kühlung, die Temperatur der Schachtsohle auf 0 gestiegen, so daß sich Wasser zu zeigen beginnt, so kann man den Schacht in gewöhnlicher Weise mit Beton und Mauerwerk füllen. Immerhin wird diese letzte Art der Gründung eine sehr zeitraubende sein.

Für den zuletzt besprochenen Fall, daß eine wasserundurchlässige Schicht mit den Gefrierrohren nicht zu erreichen ist, daß vielmehr die ganze Sohle hart gemacht werden muß, schlägt Prof. G. Lang-Hannover vor, allmählich mit dem Gefrieren des Körpers in nachstehend angegebener Weise vorzudringen, der er noch den Vorteil zuschreibt, daß der Frostkörper nirgends unnötige Ausdehnung erhält oder allzu lange vorhalten muß, und die sich unmittelbar auch auf das Bauen unterseeischer Tunnel in weichem Gebirge anwenden läßt.

Die Lang'sche Beschreibung bezieht sich auf die Gründung eines Strompfeilers von mehr als 30 ^{m} Tiefe, Fig. 961—963. Es wird zunächst ein eiserner Fangkasten über die betreffende Stromstelle gebracht, dessen innerer Lichtraum um je 0,6 ^{m} weiter ist als die künftige Fundament-Sohle. Der Kasten ist gut abzusteifen und erhält unten eine Schneide, damit er sich so tief in den Boden einsenke, daß unter der Schneide die Strömung keine nennenswerte Geschwindigkeit mehr zeigt. Durch Ausbaggern kann nachgeholfen werden. Sodann werden innerhalb des Fangkastens gußeiserne Rohre von 200 ^{mm} Weite und einer Länge gleich der Wassertiefe, etwa 6 ^{m} — die jetzt Rammrohre genannt werden sollen — eingerammt;

sie haben 1 m Abstand unter sich und 0,4 m Abstand von den Wänden des Kastens. — Außerdem wird bei größeren Abmessungen des Kastens nach der Mitte hin eine entsprechende Anzahl Rohre eingerammt, bis sie fest im Boden stehen, aber noch über den Wasserspiegel hervorragen. Das Einbringen der Pfähle geschieht durch Spülung oder in der gewöhnlichen Weise mit Rammbär im Inneren, zu welchem Zwecke die Rohre unten mit einem Kupferringe *k* über der Stahlspitze *v* versehen sind, Fig. 963.

In diese Rammrohre werden sodann die eigentlichen Gefrierrohre *g* verschiebbar eingesetzt, denen Lang die in Fig. 963 dargestellte Form geben will. Dabei steckt das Zuleitungs- oder Fallrohr *f* in einem etwas weiteren Rohr *g*, welch letzteres sich nach unten sackförmig erweitert und mit seinem äußeren Umfange möglichst dicht an die innere Wandung des Rammrohres anschließt. Die Länge der sackförmigen Erweiterung ist um so größer zu nehmen, je größer der zu erwartende Wasserdruck ist. Das Zuleitungsrohr *f* reicht bis zum unteren Ende des Sackes; es ist etwas exzentrisch angebracht, um in der das Sackrohr abschließenden Stopfbüchse *b* noch Raum zum Befestigen des Ableitungs- oder Steigerohres *s* zu lassen.



Durch diese Anordnung will Lang zwei Vorteile erreichen: 1. soll man die Entstehung des Gefrierkörpers auf beliebige Stellen beschränken können und 2. soll der Aufwand an Chlorcalcium-Lauge, wie auch deren Erwärmung, bedeutend geringer werden, als wenn das Rammrohr auf die ganze Länge gefüllt werden müßte; der Frostkörper soll sich also rascher bilden; Versuche hierüber hat Lang im Januar 1884 mit Glasmodellen an-

gestellt. Um zu vermeiden, daß die Kälte längs des eisernen Rammrohres abgeleitet werde, empfiehlt Lang, dieses Rohr aus einzelnen Ringen herzustellen, die durch schlechte Wärmeleiter verbunden sind; jedenfalls empfiehlt er die Einschaltung einer Gummiplatte zwischen Rohrende und Rammspitze. Verfasser möchte hierzu bemerken, daß allerdings in dieser Weise die Kälte-Ableitung durch die Rohrwände eingeschränkt werden kann, daß aber trotzdem ein Gefrieren des Bodens längs des ganzen Rammrohres, wennschon in geringerem Grade als unmittelbar um die sackförmige Erweiterung *g* des Gefrierrohres stattfinden wird, weil das Fallrohr *f* Kälte an die sie umgebende Luft in dem Rammrohr und diese wieder durch die Wand des Rammrohres an den Boden außen abgibt. Immerhin wird bei dieser Einrichtung eine Einschränkung des Kälteverbrauches erreicht; es kann aber anderseits nicht geläugnet werden, daß der Wirkungsgrad dadurch beeinträchtigt wird, daß die Chlorcalcium-Lösung die Wand des Rammrohres nicht unmittelbar bespült, sondern sich in einem zweiten Gefäße (*g*) befindet, dessen Außenwand mit der Innenwand des Rammrohres schwer in eine innige Berührung zu bringen sein wird. Die Einrichtung wird aber eine Ersparnis namentlich an Maschinenkraft gestatten, wennschon auf Kosten der Zeit, an welcher das Verfahren leider an und für sich schon verhältnismäßig viel erfordert.

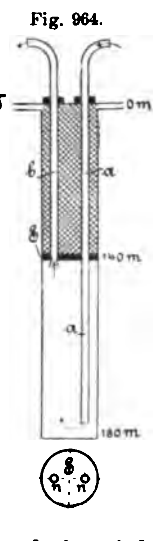
Der Arbeitsgang ist bei dem von Lang empfohlenen Verfahren wie folgt zu denken: Nachdem Fangkasten und die Rammrohre gestellt sind, werden die Gefrierrohre eingesetzt, so zwar, daß die an den Wänden befindlichen Rohre noch ein wenig tiefer als die Schneide des Fangkastens, die mittleren Rohre aber entsprechend tiefer als die äußeren stehen, zu dem Zwecke, um einen schalenförmigen Frostkörper, der die Schneide des Fangkastens umfaßt, zu erzeugen. Hat der Frostkörper die nötige Stärke erreicht, um den Wasserdruck aushalten zu können, so wird der Fangkasten trockengelegt und der Frostkörper an einzelnen Stellen unter der Schneide so weit losgelöst, daß man eiserne Platten mit Versteifungsrippen (ähnlich den Ringen des Rziha'schen Tunnelbau-Systems in Eisen) anschrauben und auf diese Weise Stück für Stück einen neuen Plattenring ansetzen kann unter Zuhilfenahme von Gummistreifen, um Wasserdichtigkeit zu erzielen. Bei starkem Wasserdruck wird man Vorsicht halber vorher kürzere wagrechte oder schräge Hilfsrohre *h*, von kleinerem Durchmesser als die Hauptrohre, unter der Schneide des Fangkastens vortreiben. Um hierbei den Frostkörper nicht durch Rammstöße zu erschüttern, kann man die Spitze der Rohre durch einen Dampfstrahl oder mittels heißer Luft erhitzen und durch Schraubenpressung oder hydraulisch ein allmähliches Vordringen bewirken. Ist die Spitze dem Wasserdrucke entsprechend weit genug vorgetrieben, so wird in diesen Rohren die Kältelauge in derselben Weise zum Umlauf gebracht, wie dies von Poetsch bisher bewerkstelligt wurde. Hat sich dann der Frostkörper gehörig verstärkt, so kann man die Gefrierrohre in den Rammrohren tiefer einsenken und nun unter der Schneide unten Raum für die nächste Plattenreihe schaffen. Die schrägen Rohre *h* werden vor Einsetzen der betreffenden Platten wieder herausgezogen und durch Holzkeile ersetzt. Im allgemeinen wird man die Gefrierrohre nicht so tief in den Rammrohren senken, daß der Frostkörper sich unter der Spitze der Rammrohre zu bedeutender Stärke entwickelt, weil sonst das Nachtreiben der Rammrohre erschwert wird. Letzteres geschieht in der Weise, daß man die Gefrierrohre eines nach dem anderen herausnimmt, einen Strahl Dampf oder heißer Luft in die Rammrohre treten läßt, um sie zu lösen und sie dann schnell tiefer zu rammen. Hierauf werden die Gefrierrohre wieder eingesetzt und wird der frühere Vorgang wiederholt. (Über eine praktische Anwendung ist nichts bekannt.)

Trifft man auf große Findlinge oder andere Hindernisse, so werden dieselben rings durch Hilfsrohre umstellt und vollständig in Frost eingeschlossen. Sehr große Steine wird man auch durchbohren müssen, um ein

Rohr durchtreiben zu können. Die Ausmauerung erfolgt nach beendeter Abteufung in derselben Weise wie vorhin angegeben.

Ähnlich wie der Vorschlag von Lang (Fig. 961—963) will Poetsch durch die in Fig. 964 dargestellte Anordnung der Gefrierrohre die Kälteausstrahlung und damit die Frostbildung nur auf den unteren, beliebig lang zu wählenden Teil derselben beschränken. Er trennt durch die dicht eingesetzte Scheibe *S* den unteren Teil des Gefrierrohres ab, führt das Zuführungsrohr *a* für die Lauge durch die Scheibe hindurch bis unten und läßt das Steigrohr *b* oben an der Scheibe enden. Der schraffierte Raum im Gefrierrohre über der Scheibe *S* wird mit schlechteren Leitern (Torfstreu, Asche usw.) gefüllt.

Fig. 964.

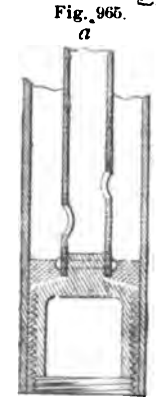


In bezug auf das Eintreiben der schmiedeisernen Gefrierrohre ist zu bemerken, daß der Erfinder Poetsch dieselben nicht wie eben beschrieben einrammte, sondern wie gewöhnliche Futterrohre für Bohrlöcher versenkte, indem er den Boden mit Ventilbohrern aus ihnen entfernte und, wenn Steine angetroffen wurden, diese durch Meißelbohrer beseitigte. In Königswusterhausen wurden stets 3 Rohre gleichzeitig von je 7 Mann eingesenkt. Es wurde Tag und Nacht gearbeitet, und die 16 Rohre mit zusammen 480 ^{m} Länge haben im ganzen $45 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 7 = 1890$ Tagewerke erfordert; die Zeit der Absenkung kann aber durch Anwendung von Druckwasser sehr gekürzt werden.

Sind die Rohre versenkt, so wird ihre untere Öffnung wasserdicht abgeschlossen. Zu diesem Zwecke hat Poetsch im Fußende ein ringförmiges Futter *m*, Fig. 954, S. 508, mit nach oben sich kegelförmig erweiternder Öffnung angebracht. In dieses wird von oben aus ein Pfropfen *c* aus Holz oder Blei eingetrieben, der zur weiteren Abdichtung mit Zement, Gips und Lehm in dünnen Schichten überdeckt wird. Über das Ganze legt Poetsch dann noch gut passende Eisenplatten *d*, auf welche sich die Einströmungsrohre aufsetzen.

Auch diese Anordnung ist noch sehr verbesserungsfähig. Da der beschriebene Verschluß nicht wieder zu lösen ist, so kann man die Wiedergewinnung der Rohre nur durch Herausziehen bewirken, was bei größeren Tiefen schließlich unmöglich sein wird. Zweckmäßiger wird es sein, in das Futterstück aus Kupfer ein Gewinde zu schneiden, Fig. 965, und den mit dem Gefrierrohr fest verbundenen Pfropfen mittels des letzteren in das Futterstück einzuschrauben. Den weiteren dichten Verschluß kann man dann ebenso durch Aufgießen von Zement und durch Teeren erreichen. In dieser Weise hergestellt, kann man den Verschluß nach beendeter Arbeit wieder lösen und das nun unten offene Gefrierrohr unter Zuhilfenahme von Druckwasser weit leichter heben. Das Rohr *a* wird man gehörig stark machen müssen, damit es das Drehen verträgt. Auch müssen die Stoßverbindungen an demselben so eingerichtet sein, daß sie eine Drehung nach beiden Richtungen gestatten.

Fig. 965.



Macht man das Rohr *a* aus Holz, wie es nach den oben erwähnten französischen Versuchen notwendig erscheint, so muß man den Pfropfen mit einem eisernen Hilfsrohre einschrauben, dieses dann entfernen und das Holzrohr einsetzen und vergießen. In allen Fällen muß man für vollkommene Dichtigkeit am Fuß und an den Stößen des äußeren Rohres sorgen, da ein Austritt der Lauge in das umgebende Erdreich den Erfolg des Verfahrens in Frage stellt.

Anstatt der Lauge als Träger der Kälte hat Lindmark in Schweden

(Stockholm) kalte Luft beim Bau eines Tunnels in einem wasserführenden Gemenge aus Kies und Lehm angewendet. Er schloß den vorderen, noch nicht ausgemauerten Teil des Tunnels von etwa 150 cbm Inhalt durch doppelte Wände (16 cm Zwischenraum) ab und füllte den Hohlraum zwischen beiden durch einen schlechten Leiter (Kohlen, Asche). In diesen Raum wurde zur Nachtzeit Luft von —52° Cels. geleitet, wodurch die Wände desselben bis nahezu 2 m in das nasse Erdreich hinein froren, der Scheitel dagegen fast gar nicht. In der Quelle (Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 537) wird dieser Umstand darauf zurückgeführt, daß das zufließende Wasser das Frieren am Scheitel hinderte. Es ist dies nicht unwahrscheinliah, wiewohl auch zu geringer Wassergehalt im Scheitel und der Umstand mitgewirkt haben kann, daß die frisch zugeführte kälteste Luft als die schwerste zu Boden sank. Man muß sie also möglichst gegen den Scheitel leiten.

Am Tage nahm man die Abschlußwand fort und brach das Erdreich mit Hacken heraus. Der tägliche Fortschritt betrug etwa 0,3 m. Der Brustverzug bestand aus zusammengeschraubten Eisenplatten.

Der Ausbruch wurde zunächst nach Rziha's System ausgezimmert und erst nach erfolgtem Auftauen mit Beton ausgemauert. Die angewendete Gefriermaschine erzeugte die kalte Luft, indem sie die atmosphärische Luft auf 3—3$^1/_2$ Atmosphären verdichtete, bis zur gewöhnlichen Lufttemperatur kühlte und dann unter den Kolben eines auf der anderen Seite offenen Zylinders treten ließ. Die Preßluft hob den Kolben und kühlte sich dabei auf — 52° C. ab. Dieser Kolben saß auf derselben Stange mit dem Pumpenkolben, so daß ein Teil der Kraft der Ausdehnungsluft wieder nutzbar gemacht wurde. Dies kann allerdings nur auf Kosten der Leistung geschehen, denn ohne diese Arbeit müßte die Temperatur noch niedriger werden. Beim Rückgange des Kolbens wurde die kalte Luft in den Gefrierraum geblasen. Die Maschine stammte von der Firma Liebe, Gormann & Co. in London und lieferte in 1 Stunde 600 cbm Luft von — 50° C.

Bei stark fließendem Grundwasser wird der Erfolg beider Gefrier-Verfahren fraglich.

Auch beim Bau der Transbaikal-Eisenbahn und ihrer Fortsetzung bis zur chinesischen Grenze hat die Gefriergründung vielfach Anwendung gefunden, indem man die natürliche Winterkälte benutzte. Man hob zunächst den gefrorenen Boden aus, trieb dann Rohre in den Grund, in welche man mit einem gewöhnlichen Gebläse die kalte Luft der Umgebung blies und so die tieferen, noch nicht gefrorenen Schichten fest machte. Die Aufmauerung des Fundamentes geschah dann unter geheizten Schuppen. Bei — 25° C. mittlerer Temperatur gelang das Verfahren sehr gut.

In dieser Weise hat man auch einen Brückenpfeiler mitten in einem Flusse (die Tschita) gegründet, der im Winter bis auf den Grund ausfriert. Bei Tiefen von mehr als 4 m wandte man der Vorsicht halber Senkkisten an, um einem Einbruche der gefrorenen Wände vorzubeugen. Übrigens war dies Verfahren nur dann von Vorteil, wenn die Wasserhaltung sehr schwierig gewesen wäre, weil die Förderung des gefrorenen Bodens und die Maurerarbeiten infolge der Heizung usw. sehr teuer wurden.

Die Gefriergründung tritt also in nordischen Gegenden in solchen Fällen mit der Preßluft-Gründung in wirksamen Wettbewerb.

Zum Dichtmachen einer ungenügend dichten Baugruben-Umschließung ist das Gefrier-Verfahren — soviel bekannt — zum ersten Male in Amerika bei einem Bau der Union Electric-Light and -Power Co. in St. Louis angewendet worden. Dort wurde eine stark undichte Stelle einer eisernen Umschließungswand mit Hilfe von 3 Gefrierröhren geschlossen. Die Gefrierflüssigkeit wurde in Röhren von der nahegelegenen St. Louis Refrigerating & Cold Storage Co bezogen.

Eine umfangreichere Anwendung fand das Gefrier-Verfahren zu dem gleichen Zwecke bei einem Neubau auf dem Hofe der bekannten Firma Rudolph Hertzog in Berlin, Breite Str. 15, im Jahre 1905. (Vergl. die Fig. 966a und b bis 967.)

Die Firma beabsichtigte hier, in Verbindung mit größeren Umbauten ihres Geschäftshauses sehr tief gelegene Kellerräume zu schaffen, in denen die elektrische Zentrale für den ganzen Betrieb untergebracht werden sollte. Der fertige Maschinensaal sollte eine Länge von 27,89, eine Breite von 11,34 und eine lichte Höhe von rd. 7,00 m erhalten. Der Wasserspiegel befand sich 4,80 m unter Flur, die Kellersohle 7,40 m. Da mit einem starken Auftrieb zu rechnen war, hatte man eine Betonsohle von 2,50 m Stärke vorgesehen, auf welche nach Auspumpen der Baugrube etwa 0,50 m Stampfbeton aufgebracht werden sollten. Die Arbeiten wurden in der üblichen Weise in Angriff genommen, indem rund um die Baugrube eine Spundwand

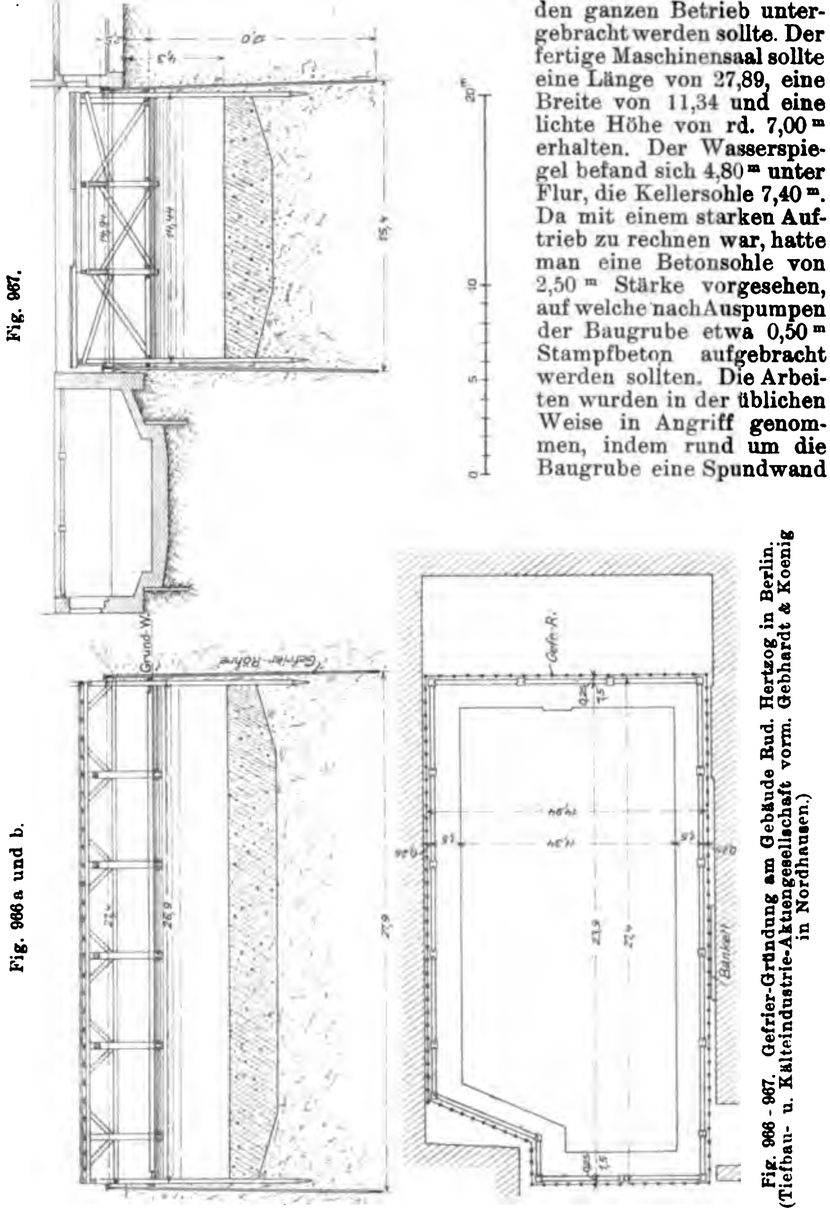


Fig. 967.

Fig. 966 a und b.

Fig. 966 - 967. Gefrier-Gründung am Gebäude Rud. Hertzog in Berlin. (Tiefbau- u. Kälteindustrie-Aktiengesellschaft vorm. Gebhardt & Koenig in Nordhausen.)

von rd. 26 cm starken Pfählen eingerammt wurde. In der Querrichtung wurde die Wand durch 4 bezw. 5 hölzerne Sprengewerke ausgesteift, die

gleichzeitig dazu dienten, eine Plattform zu schaffen, auf der die Bagger und andere Baumaschinen aufgestellt werden konnten. Leider erwies sich bei Beginn der Bodenaushebung die Spundwand als so mangelhaft gerammt, daß der hinter derselben anstehende Sand sich löste und in die Baugrube, soweit sie ausgebaggert war, einströmte. Die Arbeit wurde wegen der Gefahr, welche den um die Baugrube stehenden Häusern drohte, sofort eingestellt und dann versuchte der Unternehmer, der die Pfähle gerammt hatte, zunächst die Wand durch Taucher zu dichten. Da sich aber herausstellte, daß die Fugen, durch die der Sand durchdringen konnte, zu zahlreich waren, entschloß sich die Bauleitung schließlich, die Gefriermethode zur Überwindung der Schwierigkeiten anzuwenden. Mit den Arbeiten wurde die auf dem Gebiet des Schachtabteufens bekannte Firma „Tiefbau- und Kälteindustrie-Aktiengesellschaft“ zu Nordhausen betraut. Um eine genügend starke Frostmauer herzustellen, wurden 120 Bohrlöcher hinter der Spundwand, d. h. zwischen dieser und den den Hof umschließender Gebäuden niedergebracht, und zwar auf Wunsch der Bauleitung bis 17 ^{m} Teufe. Es wurde nämlich befürchtet, daß der Sandauftrieb so stark sei, besonders infolge des starken Druckes, den die Gebäude auf den Boden ausübten, daß evtl. beim Ausbaggern ein Sohlendurchbruch erfolge, falls die Frostmauer nicht wesentlich tiefer ging, als ausgebaggert werden sollte. Anfang April wurde mit den Bohrungen begonnen und diese wurden trotz mancherlei Schwierigkeiten — es mußten z. B. an vielen Stellen die schief stehenden Pfähle durchbohrt werden — so gefördert, daß bereits Anfang Juli mit der Einleitung des Gefrierprozesses begonnen werden konnte. Während der Bohrungen war die Gefrieranlage nahe der Baugrube montiert worden, die aus einem Ammoniakkompressor von rd. 200 000 Cal. effektiver Leistung bei 5—8° Verdampfertemperatur, einem Kondensator, Refrigerator und der zugehörigen Laugenpumpe bestand. Jedes einzelne Rohr wurde während der ganzen Dauer des Gefrierprozesses ständig mittels eines der unternehmenden Firma geschützten Temperaturstutzens beobachtet und die Temperatur der ein- und austretenden Lauge gemessen. Am 16. August wurde die Bauleitung benachrichtigt, daß die Frostmauer hergestellt sei und daß die Baggerarbeiten beginnen könnten. Wegen verschiedener Vorbereitungsarbeiten war es jedoch erst möglich, den Baggerbetrieb Mitte September aufzunehmen. Die starken Wasserbewegungen, die infolge der Arbeit des Greifbaggers entstanden, machten es im Laufe der Arbeit erforderlich, Taucher in die Baugrube hinabzuschicken, um die weitklaffenden Fugen — Spundpfähle waren teilweise 80 ^{cm} und mehr auseinander — durch Holz und Werg abzudichten. Durch das Spülen der Wasser an der ungeschützten Frostmauer war es nämlich geschehen, daß dieselbe weggewaschen bezw. unterspült worden war. Wenn auch die Störungen vollständig örtlich beschränkt blieben, so hielt man es angesichts der Gefährlichkeit der Sachlage — die Frostmauer hatte den ganzen Druck der umliegenden Gebäude auszuhalten — für vorsichtiger, den Bagger ganz langsam arbeiten zu lassen und, nachdem ein kleiner Satz gebaggert worden war, nicht eher tiefer zu gehen, bis alle Fugen gedichtet waren.

Der Aushub der Baugrube, bis auf rd. 11 ^{m} unter der Hoffläche gerechnet, zog sich deshalb bis Anfang Dezember hin. Mit der Einbringung des Betons, die noch vor Weihnachten beendet werden konnte, war die Aufgabe, die an das Gefrierverfahren gestellt wurde, gelöst.

Eiserne Spundwände anstatt der hölzernen wären in diesem Falle richtiger gewesen und würden zum Ziele geführt haben. Innerhalb der hölzernen ließen sich dieselben aus Platzmangel nicht mehr anwenden, so daß wohl die Gefriergründung die einzige Rettung war.

c. Kosten der Gefrier-Gründung.

Betreffs der Kosten der Gefriergründung fließen die Quellen, bei der seltenen Verwendung sehr spärlich. Das Absenken von 480 ^{m} Kühlungsrohr

erforderte, wie vorhin mitgeteilt ist, 1890 Tagewerke, also 1 ^{m} rund 4 Tagewerke. Man wird also für 1 ^{m} Gefrierrohr einzusenken einschl. der Kosten für das Rohr etwa 15 bis 18 M. rechnen können. Der Preis wird mit der größeren Tiefe wachsen, aber bei Anwendung von Druckwasser den angegebenen nicht übersteigen.

Die Kosten für Beschaffung der Maschinen und Geräte sind bei der Gefrier-Gründung noch bedeutender als bei der Luftdruck-Gründung, so daß diese Gründungsart sich wohl nur ausschließlich für Unternehmer-Betrieb eignet. Die bei Königswusterhausen verwendete Gefrier-Maschine, welche 16 Gefrierrohre von 480 ^{m} Gesamtlänge, wovon 408 ^{m} im schwimmenden Gebirge standen, versorgte, ist eine Maschine Nr. 5 des Kropf'schen Preis-Verzeichnisses. Diese Maschine würde, stehendes Grundwasser vorausgesetzt, wohl noch eine etwas größere Gesamtlänge der Gefrierrohre bedienen können; doch würde dies immer auf Kosten der Zeit geschehen, so daß zu einer starken Ausnutzung nicht geraten werden kann. Nach dem Preis-Verzeichnisse der Fabrik kostet diese Maschine einschließlich der Laugenpumpe, der Aufstellung und der Chemikalien, aber ohne gemauerte Fundamente, etwa 46200 M. Die Betriebskosten derselben betragen nach dieser Quelle für den Tag (24 Stunden) 80 M. In dieser Summe sind alle Unkosten für Bedienung, Heizung, Schmiermaterial, Ausbesserungen, Verlust an Ammoniak usw. enthalten und übernimmt der Fabrikant für seine Angaben volle Bürgschaft. Die Betriebskosten sind also größer als diejenigen einer für den gleichen Zweck zu verwendenden Einrichtung für Luftdruck-Gründung. Die Maschine ist imstande, täglich 240 ^{z} Eis zu erzeugen, und da sie eine Gesamt-Rohrlänge von 480 ^{m} bediente, so würde 1 ^{z} täglicher Eisbildung 2 ^{m} Länge des Kühlungsrohres entsprechen.

Nach diesem Gesichtspunkte läßt sich aus dem Kropf'schen Preis-Verzeichnisse die nachstehende Tabelle bilden, aus welcher man nach der gegebenen Gesamtlänge der Kühlungsrohre die ungefähre Größe der Eismaschine bestimmen kann.

Es ist dabei immer stehendes Grundwasser vorausgesetzt:

Nr. im Preisverzeichnis	Der Eismaschine			Die Maschine genügt für eine Gesamtlänge der Gefrierrohre von
	Anschaffungskosten einschl. Fracht und Aufstellung; M.	Tägl. Betriebskosten einschl. Zinsen und Abschreibung; M.	Tägliche Eiserzeugung; Z.	m
Nr. 3	20000	88	48	96 bis 100
„ 4	29900	44	120	240 „ 250
„ 5	46000	75	240	480 „ 500
„ 6	58000	93	360	720 „ 750
„ 7	66000	103	480	950 „ 1000

In den täglichen Betriebskosten sind 10 % für Tilgung des Anlagekapitales und 5 % für Zinsen gerechnet, desgl. 1 ^{t} Kohlen zum Heizen des Kessels zu 13 M. Die Kosten für Baulichkeiten und Fundamente sind nicht einbegriffen.

Die Arbeit des Schacht-Abteufens, bezw. des Brunnensenkens wird sich je nach der Bodenart verschieden hoch stellen; sie wird aber verhältnismäßig billig zu stehen kommen, so lange der fortzuräumende Boden nicht gefroren ist. Wenn dagegen, wie dies bei den bisherigen Poetsch'schen Ausführungen stets der Fall war, die ganze Masse gefroren ist, so werden sowohl Kosten als Zeit stark anwachsen. In Königswusterhausen waren fortwährend 12 Mann mit dem Schacht-Abteufen beschäftigt, und zwar 9 Mann unten auf der Sohle mit Ausschachten und Auszimmern und 3 Mann oben an der Förderwinde usw. Diese Arbeitskräfte sollten günstigen Falles den 8 ^{qm} Grundfläche haltenden Schacht in 4 bis 4,5 Mo-

naten 28 m tief durch den gefrorenen Boden teufen können, so daß auf 1 cbm gefrorenen Bodens $\frac{2 \cdot 12 \cdot 4 \cdot 30}{28 \cdot 8}$ = rund 13 Tagewerke oder mindestens 40 M. Unkosten an unmittelbarem Arbeitslohn entfallen. Es ist also diese Art der Ausführung möglichst zu vermeiden und das Lösen des Bodens in zweckmäßigerer Weise vorzunehmen.

Nach den Angaben von J. Keller im Génie civil 1885, die wieder auf Angaben von Poetsch beruhen, stellen sich die Kosten bei dem Gefrierverfahren des letzteren:

I. Für Beschaffung des Materiales:

1 vollständige Eismaschine für 5000 kg Eis täglich	40 000 M.
1100 Ltr. konzentrierter Ammoniakgeist zu 1 M. =	1 100 „
Chlorcalcium	1 200 „
390 m Rohre von 175 bis 191 mm Durchmesser zu 16 M. =	6 240 „
390 m Rohre von 46 bis 52 mm Durchmesser zu 3 M. =	1 170 „
Verteilungsrohre	800 „
Bleirohre zur Verbindung	384 „
26 Hähne	520 „
4 Schieberverschlüsse	320 „
12 Häupter für die Gefrierrohre	480 „
Bolzen und Kleineisenzeug	800 „
Bohrzeug	6 000 „
Für Unvorhergesehenes	986 „
Zusammen für Beschaffung	60 000 M.

II. Für Montage und Inbetriebsetzung:

Fundament der Eismaschine	800 M.
Montage derselben	1600 „
Einsenken von 390 m Rohre zu 32 M. =	12480 „
Herstellung des unteren Verschlusses der Gefrierrohre nach der Einsenkung	768 „
Montage der oberen und inneren Rohrleitung usw.	1200 „
Unvorhergesehenes.	2352 „
Zusammen für Montage usw.	19200 M.

III. Tägliche Kosten der Eismaschine:

2 Maschinisten-Tagelöhne zu 6,40 M. =	12,80 M.
2 Heizer zu 3,20 M. =	6,40 „
3 l Ammoniakgeist zu 1 M. =	3,00 „
Schmiere, Reinigung usw.	2,40 „
Dampferzeugung	16,00 „
Unvorhergesehenes	3,40 „
Zusammen tägliche Kosten	44,00 M.

Die Kosten beziehen sich auf nur 12 Gefrierrohre. Für mehr Rohre lassen sich daraus leicht die entsprechenden ermitteln.[1])

Wie aus allem hervorgeht, ist der wunde Punkt der Gefrier-Gründung die lange Zeitdauer, welche sie erfordert. Da nun an der Dauer des eigentlichen Gefrierenlassens ohne erhebliche Mehrkosten für die Maschinen-Anlage nicht viel zu gewinnen sein wird, so hat man sein Bestreben hauptsächlich darauf zu richten, das Eintreiben der Gefrierrohre und das Ausschachten des Bodens in der früher angedeuteten Weise möglichst zu beschleunigen. —

In betreff der Schnelligkeit der Ausführung wird die Luftdruck-Gründung niemals von der Gefrier-Gründung erreicht werden können, weil bei ersterer das Aufmauern des Fundamentes und die Auschachtung des Bodens gleichzeitig ausgeführt werden können, während bei letzterer

[1]) Außerdem siehe: Zeitschr. für Berg-, Hütten- und Salinenwesen im Preuß. Staate Bd. XXXXI S. 289 sowie die Broschüre von Poetsch über sein Verfahren (Freiberg 1886).

eine ganze Reihe von Arbeiten nacheinander vorgenommen werden muß. Es kann daher sehr wohl eine Vereinigung beider Gründungsarten (wie solche weiter unten beschrieben werden soll) von Vorteil werden.

Eine andere Überlegenheit der Luftdruck-Gründung besteht darin, daß es bei dieser gleichgültig ist, ob das Grundwasser fließt oder still steht. Bei der Gefrier-Gründung dagegen wird man sich stets über diesen Punkt vorher genügende Klarheit verschaffen müssen, um dementsprechend die Entfernung der Gefrierrohre voneinander, sowie die Stärke derEismaschine einrichten zu können.

Immerhin ist das Verfahren als ein solches zu begrüßen, welches gestattet (ohne unverhältnismäßige Steigerung des Einheitspreises), mit den Fundamenten von Bauwerken bis zu Tiefen hinunterzugehen, die bisher für unerreichbar galten. In dieser Beziehung füllt es eine empfindliche Lücke aus. Anderseits wird die große Zeitdauer dasselbe auf Ausführungen beschränken, welche mit der Luftdruck-Gründung wegen zu großer Tiefe nach dem jetzigen Stande der Wissenschaft nicht mehr zu erreichen sind, also etwa auf Tiefen von mehr als 30 bis 35 m unter Wasserspiegel.

B. Der Steinkistenbau.

Literatur.

M. Nicolas Gergneff: Mémoire sur le canal maritime entre St. Petersbourg et Cronstadt; extrait des mémoires de la société des ingenieurs civils. — Zentralbl. d. Bauverwltg., 1884. — Schramcke: Description of the Newyork-Croton-Aquaduct. Newyork 1846. — Molenfundamente aus Steinschüttung und Steinkisten vom Hafen von Chicago: Eng. news 1895, Bd. 33, S. 82. — Kaimauern im Hafen von Libau: Zentralbl. d. Bauv. 1884, S. 61. — Zeitschr. f. Bauwesen 1895 Ergänzungsheft: Mitteilungen über Nordamerikanisches Wasserbauwesen von Roloff. — Zentralbl. d. Bauv. 1886, S. 394. — Bau von Wehren mittels Steinkisten: Scient. Amer. Supplement May 12, 1883 S. 6121. — Desgl. Eng. news 1894 S. 326. — Desgl. Engineering 1891 April S. 426; Zentralbl. d. Bauverw. 1891 S. 252; 1893 S. 319. — Zeitschr. f. Bauw. 1895, Ergänzungsheft.

Der Steinkistenbau findet seine Anwendung namentlich in holzreichen Ländern, wie Rußland und Amerika. So sind die Uferbefestigungen des St. Petersburger Seeschifffahrts-Kanales auf Steinkisten gegründet, und in Amerika stellte man in dieser Weise Wellenbrecher, Leitdämme, Bollwerke, Wehre, ja sogar Pfeiler-Fundamente her.

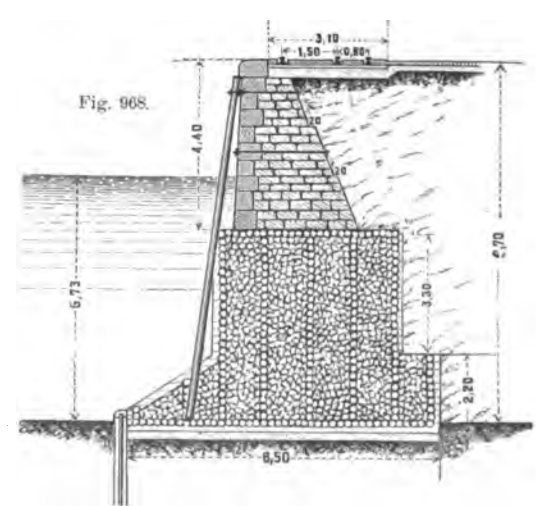


Fig. 968.

Bei dem St. Petersburger Seekanale beträgt die Gesamtlänge der verwendeten Steinkisten nicht weniger als 17000 m, die Breite derselben schwankt je nach der Wassertiefe zwischen 3,2 bis 6,4 m. Die Länge der einzelnen Kisten wählte man wegen der schwer herzustellenden Verbindungen zwischen denselben groß (bis 70 m). Die Höhe derselben wurde anfangs 0,5 m geringer als die Wassertiefe, später gleich derselben genommen. Verbraucht wurden 500 000 Rundhölzer von 6,4 bis 8,5 m Länge und 0,2 bis 0,25 m Stärke, ferner 720 000 cbm Steine für die Steinschüttungen und Molenböschungen über den Kisten.

Die Kaimauern des an den Kanal in St. Petersburg anschließenden Hafens stehen ebenfalls auf Steinkisten (Fig. 968). Das lfd. Meter dieser Mauern stellte sich auf 850 M. (Zentralbl. der Bauv. 1893 S. 465.)

Auch in Schweden werden Steinkisten vielfach angewendet. Fig. 969 und 970 zeigt eine Ufermauer in Gothenburg, welche auf schlickigem Untergrunde in folgender Weise gebaut wurde: Zunächst baggerte man bis nahe zur Hafensohle den Boden mit sehr flacher Böschung fort (Fig. 969) und brachte dann

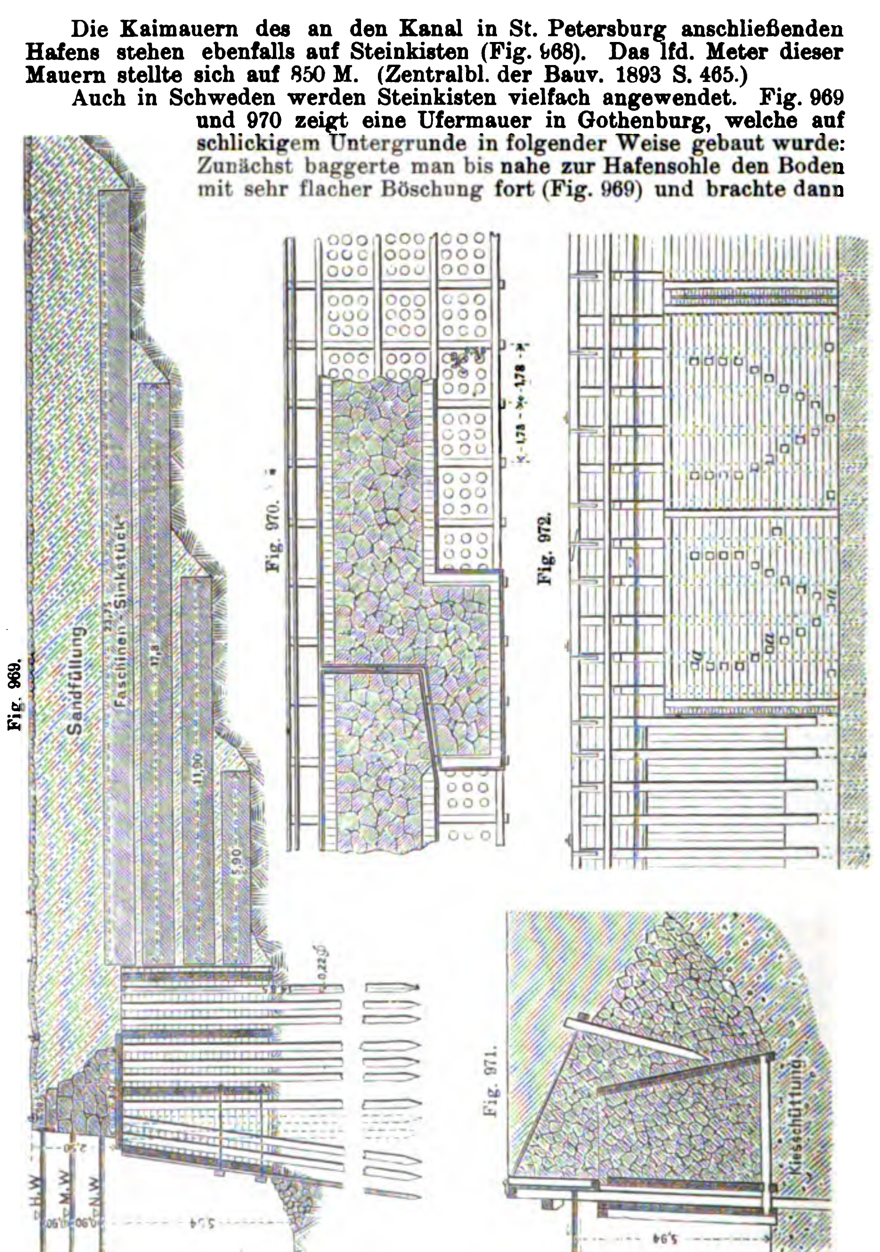


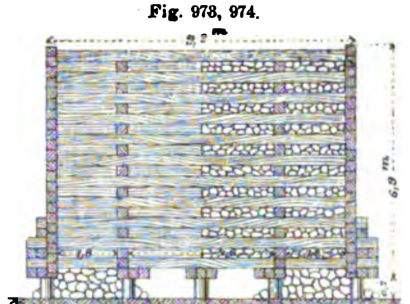
Fig. 969. Fig. 970. Fig. 971. Fig. 972.

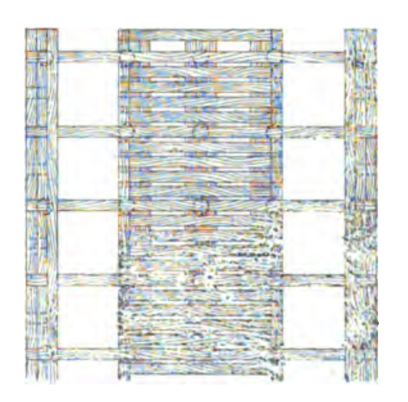
die hölzerne Kiste ein. Dieselbe zeigt 4 Längswände aus Balken, welche in je 1,78 m Abstand durch ebensolche Querwände ausgesteift sind. Die Länge der Kisten betrug 6 bis 30 m. Zur Versenkung der Kisten wurden mit Steinen gefüllte Kasten in gleichmäßigen Abständen auf dieselbe ge-

stellt. Nach Absenkung wurden dann zunächst in die nicht von den Ballastkasten bedeckten Zellen der Kiste Pfähle von 14,85 m Länge im Abstande von 0,59 m von Mitte zu Mitte eingerammt und die Kiste mit denselben verbunden. Dann nahm man die Ballastkästen ab und rammte auch die übrigen Zellen voll Pfähle. Nachdem dann eine Spundwand vor der Kiste eingetrieben und vor dieser eine Steinschüttung ausgeführt war, wurde die Kiste um die Pfähle herum mit Kies gefüllt und über derselben das Mauerwerk in hölzernen Schwimmkasten mit abnehmbaren Seitenwänden (siehe Abschn. IV) ausgeführt.

Die eigentümliche Form der Schwimmkastenenden (Grundriß Fig. 970) wählte man, weil man die Erfahrung gemacht hatte, daß eine Zerstörung der Mauer am leichtesten von dem stumpfen Stoß dieser Kasten eintritt, während die Stöße in den Kisten ohne schädlichen Einfluß sind.

Fig. 973, 974.





In Stockholm verdrängte man den Schlick zunächst durch eine Kiesschüttung, die sich bis auf den darunterliegenden Felsen senkte. Lag dieser 8 m und weniger unter Wasser, so daß die Kiesschüttung für ein einfaches Bohlwerk nicht genügenden Halt bot, so ebnete man die Oberfläche der Schüttung und senkte Steinkisten hinab nach Fig. 971 und 972. Die Balken *a* (Fig. 972) bildeten Abteilungen zur Aufnahme der Belastungssteine. Nach der Versenkung wurden in den durch die vordere Doppelwand gebildeten Raum Pfähle geschlagen, welche die obere Stülpwand hielten. Preis dieser Mauer 320 M. für 1 lfd. Meter, NB. bei den billigen dortigen Holz- und Steinpreisen. Tiefe vor der Mauer 5,94 m. (Ztrbl. Bauv. 1886 S. 394.)

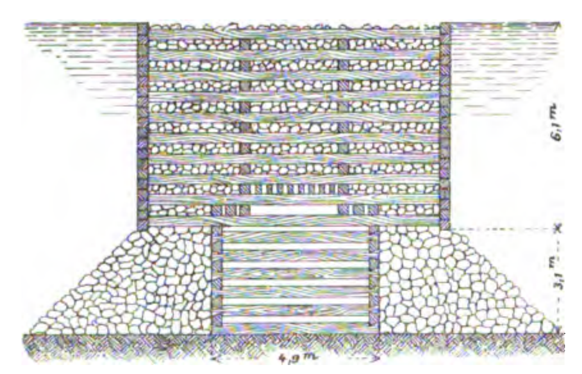
Über Ausführungen in Amerika werde nach der am Kopfe des Abschnittes A gen. deutschen Quelle das Nachstehende mitgeteilt:

Die Mängel des Steinkastenbaues bestanden früher hauptsächlich darin, daß die einzelnen Kisten sich öfter ungleich senkten und den Zusammenhang verloren. Die Verbesserungen, welche man späterhin einführte, zielen daher auf Beschaffung einer gleichmäßigen Unterlage hin. Zu diesem Zwecke ist Kiesbettung, Rammen von Pfählen und Steinschüttung in Anwendung gekommen. Bei dem in 8 bis 9 m tiefem Wasser hergestellten Wellenbrecher für den Hafen von Buffalo wurde zunächst der schlammige Boden bis auf den harten Untergrund (teilweise in 6,7 m Tiefe) fortgebaggert und eine Rinne von 15 m Sohlenbreite hergestellt. Diese Rinne füllte man alsdann mit Kies bis 0,6 m unter dem Seeboden, in der oberen Schicht dagegen mit Bruchsteinen aus. Auf diese Unterbettung wurden die 15 m langen, 11,5 m breiten und ebenso hohen Steinkisten gesetzt. Dieselben haben volle Umfassungswände aus 0,30 zu 0,30 m starken, behauenen Fichtenbalken erhalten, ferner in der Längsrichtung und in der Querrichtung je drei halbvolle Versteifungswände. Der Boden war durch Balkenlage und Verplankung geschlossen. Nach erfolgter Versenkung und vollständiger Füllung der Steinkisten wurde der Fuß zu beiden Seiten mit

schwerem Steinbewurf versehen. Die Kosten haben sich für 1 m Länge auf etwas über 2700 M. gestellt, wobei für 1 cbm Fichtenholz 32 M., für 1 cbm Steinfüllung 6 M., für 1 cbm Baggerung 3,6 M. gezahlt wurden.

Bei dem ersten Wellenbrecher des Hafens von Chicago sind zunächst in 2,4 m Entfernung voneinander Pfahlreihen eingerammt, deren einzelne Pfähle 1,7 m von Mitte zu Mitte entfernt standen, Fig. 973, 974. Die Köpfe derselben wurden alsdann durch Taucher in gleicher Höhe etwa 1 m über dem Seeboden abgeschnitten. Die Steinkisten, welche volle Umfassungswände und in der Längsrichtung 2 halbvolle Versteifungswände besitzen, haben nur zwischen den beiden Versteifungswänden einen festen Boden erhalten, wogegen die äußeren Abteilungen unten offen sind. Jede Längswand der Steinkiste hat ferner 3 miteinander fest verbundene Schwellen, um genügendes Auflager auf den Pfahlköpfen, die zum Teil etwas aus der Richtung stehen, zu sichern. Durch Einfüllung von Steinen in das mittlere unten geschlossene Fach wurden die Kisten auf die Pfahlreihen hinabgesenkt. Schließlich erfolgte die Ausfüllung der beiden Seitenfächer und des zwischen den Pfählen befindlichen Raumes mit Schüttsteinen. Die Kosten des 5 bis 9 m breiten Wellenbrechers haben für 1 m Länge nur 580 M. betragen, wobei 1 cbm Fichtenholz 16,5 M., 1 cbm Steinfüllung 5,5 M. kostete.

Fig. 975.



Für den in 7 bis 10 m tiefem Wasser hergestellten Wellenbrecher von Chicago erschienen die Schwierigkeiten des Einrammens von Pfählen zu groß. Es wurden daher hier Steinkisten von der in Fig. 975 dargestellten Gestalt angewendet. Die äußeren Wände reichten nur bis auf 3 m über dem Seegrund, so daß die Steinschüttung in dieser Höhe frei heraustritt und beiderseits Steinwälle bildet, auf denen die Kiste fest aufsitzt. Bevor die Füllsteine vollständig eingebracht waren, ruhte die Kiste auf den inneren Versteifungswänden. Die Kosten haben sich auf 1520 M. für 1 m Länge gestellt.

Bei Brückenbauten hat man die Steinkisten zur Herstellung von Fundamenten von Notpfeilern vorteilhaft angewendet. Die im Jahre 1881 durch den Anprall eines Dampfers an einen der 67 m langen Brückenbalken zerstörte Eisenbahnbrücke über den Mississippi bei Keokuk ist z. B. durch Einbau eines Steinkistenpfeilers in die durch den Einsturz gebildete Öffnung wieder hergestellt worden, indem derselbe zur Auflagerung von zwei 48 und 24 m langen Howe-Trägern diente. Im Dezember 1882 befand sich die Notbrücke noch in Benutzung, ohne daß sich Mängel gezeigt hätten.

C. Einfache Steinschüttung.

Literatur.

Zeitschr. d. österr. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1874, S. 257; Hafenbau v. Fiume. — Daselbst 1879, S. 99: Hafenbau in Triest. — Nouv. Ann. de la Constr. 1874, 1875 u. 1887. — Zentralbl. d. Bauverwltg. 1881.

Fig. 976 zeigt die Gründung einer Ufermauer am Tiefwasser-Hafen von Boulogne. Der Kern der Schüttung ist aus kleinen Steinen gebildet, die auf beiden Böschungen durch größere Steine gedeckt sind. Die wasser-

seitige Böschung wird noch durch große künstliche Blöcke geschützt. Die Krone der Steinschüttung liegt auf Nippflut-Höhe. Ähnlich sind die sonstigen Ausführungen.

Fig. 976.

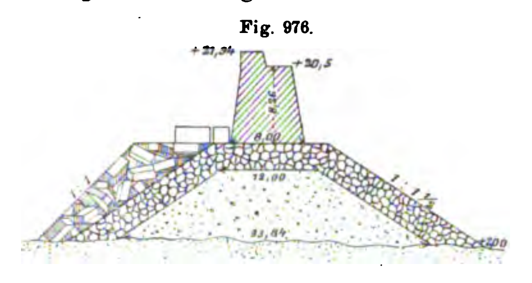
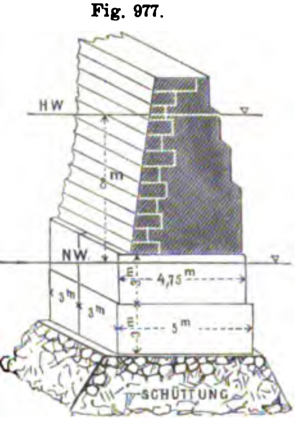


Fig. 977.



D. Gründung mit künstlichen Blöcken.

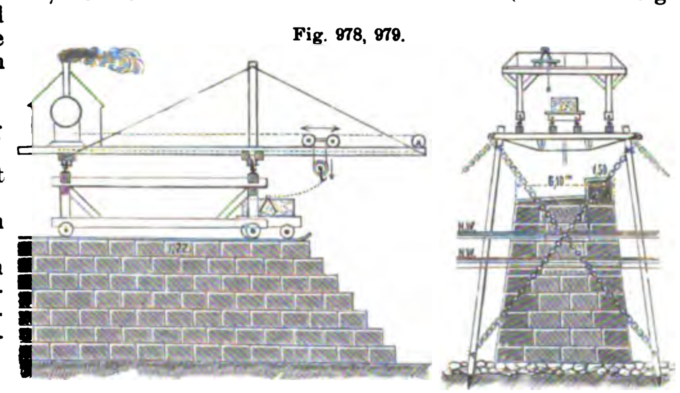
Literatur.

Deutsche Bauztg. 1870 S. 241 ff. — Zeitschr. f. Bauw. 1884, H. VII bis IX. — Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 70. — Laroche: Trav. marit. S. 415. — Zentralbl. d. Bauv. 1887 S. 70. — Minutes of proc. Vol. 87 S. 76. — Fortschritte der Ing.-Wissensch., Seekanäle usw. S. 106.

Künstliche Blöcke aus Beton oder Ziegelmauerwerk werden häufig zu Gründungen von Kaimauern oder Molen benutzt und in regelmäßigem Verbande versetzt. Bei Kaimauern schlägt man bisweilen, wenigstens an der Wasserseite, eine Spund- oder Pfahlwand, in deren Schutze die Mauer ausgeführt wird. Die Sohle wird für derartige Gründungen zunächst durch Baggern von Schlamm gereinigt und geebnet, zu letzterem Zwecke auch wohl, wo es nötig ist, mit einer Schicht Beton, Steinschlag oder grobem Kies überdeckt.

Die künstlichen Blöcke macht man möglichst groß, z. B. im Hafen zu Brest bis 45 cbm; bei dem Bau des Hafens zu Newhaven (1879 und folgd. Jahre) sind sogar Blöcke von reichlich 100 cbm Größe zur Anwendung gekommen. Man versieht die Blöcke an den Seiten und unten mit Schlitzen für die Ketten, mit denen sie versenkt werden sollen, oder auch mit länglichen, ganz durchgehenden Löchern, wenn man sie mit Hilfe von Ankern hinablassen will. Die Anker erhalten einen länglich geformten Kopf, so, daß sie, wenn man sie um 90° dreht, durch die ebenfalls länglich geformten Löcher entfernt werden können. Um die Blöcke in Verband zu versetzen, bedient man sich meist eines Tauchers, der auch das Lösen der Ketten besorgt. Für die Stoßfugenweite der Blöcke muß man 10 bis 15 cm rechnen, da es nicht immer gelingt, die Blöcke genau wagrecht zu lagern. Das Heben und Bewegen der Blöcke geschieht in verschiedener

Fig. 978, 979.



Weise; eine derselben ist bereits auf S. 115 beschrieben worden. Auch benutzt man wohl, wie beim Bau des Suez-Kanales, große schwimmende Krane oder endlich solche, die auf dem bereits fertigen Teile der Mauer oder auf besonderen Untergerüsten fahrbar gemacht sind, wie Fig. 978 und 979 derartige bei dem Bau des Amsterdamer Seekanales angewendete zeigen. Hinter den Blöcken stellt man bisweilen im Schutze derselben noch eine Betonschüttung her, welche dann gleichzeitig einen Längsverband für die ganze Kaimauer oder Mole abgibt.

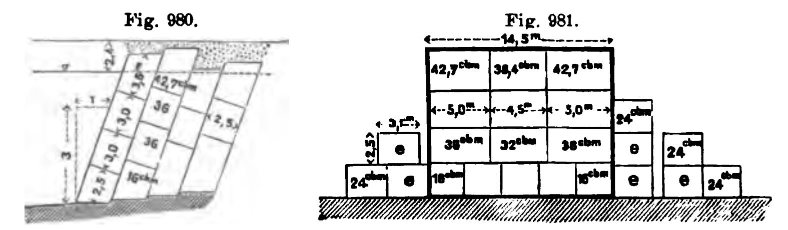
Ähnlich wie nach Fig. 978 u. 979 wurde auch beim Molenbau in Sunderland vorgegangen. Der große in der Längsrichtung der Mole fahrbare Kran, den man dort verwendete, hatte 19 m Ausladung und 45 t Tragfähigkeit.

Das eigentliche Fundament der Mole bestand hier aber aus Säcken mit plastischem Beton (vergl. S. 105 u. 106), und nur die Seitenwände über diesen Säcken wurden mit künstlichen Blöcken bekleidet, während die Hinterfüllung durch Betonschüttung gebildet wurde.

Beim Hafendamm zu Leixoès (Portugal) wurden künstliche Blöcke vorwiegend zum Schutz der Böschungen verwendet. Der Kranausleger war daher quer zur Mole gerichtet.

Beim Hafendamme zu Colombo und auf der Insel la Réunion sind die Blöcke, wie Fig. 980 zeigt, gestellt. Jede aufsteigende Schichtung kann sich

Fig. 980. Fig. 981.



unabhängig voneinander setzen, falls die das Werk umgebenden Schutzblöcke (*e* im Querschnitt Fig. 981) einer Unterspülung nicht genügend vorbeugen sollten. Die Größe der Blöcke des Dammes zu la Réunion, welche im Querschnitte (Fig. 981) angegeben ist, beträgt 16 bis 42,7 cbm und ihr Gewicht (Basaltbeton) 43 bis 115 t. Die Neigung der Blöcke und die dementsprechend geneigte Lage der Berührungsflächen innerhalb einer Schichtung bringen einen Fugenwechsel zwischen benachbarten Schichtungen mit sich. Neigung und Fugenwechsel wirken schon während der Ausführung dem Fortreißen von Blöcken durch Wellen entgegen. Oben ist die Mole mit Beton abgeglichen. Der Bau hat sich bisher dem stärksten Angriffe gewachsen gezeigt.

In Colombo hat man den Wellen die schrägen Stoßfugen dadurch unzugänglich gemacht, daß man in den Blöcken an diesen Seiten Aussparungen (Nuten) machte, die so gelegen waren, daß man nach Fertigstellung einer Schicht in dieser schrägen Stoßfläche 5 von oben bis unten durchgehende Kanäle hatte, welche man von oben aus mit Beton füllte.

E. Gründung mittels Schacht-Abteufung.

Literatur über besondere Abteufungs-Verfahren.

Das Verfahren von Guibal. Wenig brauchbar, nur bei schwachen Triebsandschichten ohne Steine und Holz: Köhler, Lehrbuch der Bergbaukunde S. 568. — Das Verfahren von Haase. Schmiedeiserne, durch Federn und Nut verbundene Rohre werden zur Einschließung des Schachtes niedergepreßt. Die Rohre haben Stahlschuhe und dienen zugleich als Bohrrohre, in denen mit Meißel und Wasserspülung gearbeitet werden kann. Die Methode wird in der Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen 1890 S. 241 bei nicht zu starkem Wasserzufluß in Triebsand bis 20 m Mächtigkeit ohne Geschiebe und großen Druck für kleinere Schächte empfohlen. Näher beschrieben findet sie sich in derselben Zeitschr. Bd. XXXIII S. 221, ebenda Bd. XXXVII S. 390, Bd. XXXVIII

S. 265. Desgl. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885 S. 408, ebendort 1886 S. 745. Vollert, der Braunkohlenbergbau S. 182. — Aehnlich dem vorigen ist das Verfahren von Terp, Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen Bd. XXXV S. 2, der anstatt der Rohre eiserne Kasten verwendet. — Desgl. das Verfahren von Weicht in derselben Zeitschrift Bd. XXXV S. 2 und auszüglich Bd. XXXXI S. 242 beschrieben. — Das Verfahren von Jaenicke. Spundwand aus I-Eisen. In derselben Zeitschr. Bd. XXXIX S. 96 und auszüglich Bd. XXXXI S. 242 (vergl. auch I Kap. III J). Für Tiefen von 10 bis 15 m empfohlen. — Das Verfharen von Wagner will dicht an dicht eingetriebene Bohrrohre mit Beton füllen und dann wieder herausziehen. Die Betonkerne sollen dann stehen bleiben und eine geschlossene Umhüllung bilden. (?) In derselben Zeitschr. Bd. XXXV S. 3. — Die Methode von Gutkind, der dichtgestellte Gefrierrohre nach kurzem Gefrierenlassen des Bodens schnell erwärmen und ausziehen will, um die Hohlräume dann mit Beton zu füllen. Die beiden letzten Verfahren geben jedenfalls sehr schwache Wände. Übersicht der Patentschriften von F. H. Poetsch 1886. — Das Vertäfelungsverfahren von Schwillinsky. Zeitschr. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen Bd. XXXV S. 4. Verfahren von Cassé & Großmann. Glückauf 1887 Nr. 71 und auszüglich Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen Bd. XXXXI S. 243. — Da dies Verfahren im Baufach nur ausnahmsweise vorkommt, so wird noch weiter auf die bergbauliche Fachliteratur verwiesen: Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen; Berg- und Hüttenmännische Zeitung usw. — Bau der Kornhausbrücke in Bern: Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 397, 412.

Dies Verfahren wird wohl in losem, wenig Wasser haltendem Boden angewendet, wenn die Gründungstiefe so bedeutend ist, daß die Herstellung einer Ausschachtung mit geböschten Wänden zu große Erdarbeiten erfordern würde. Die Rahmen macht man dabei aus etwa 30 cm starken Rundhölzern, die in den Ecken halb überblattet werden. Will man die Schalung in gleichmäßiger Stärke von oben bis unten beibehalten, so muß man die senkrechte Entfernung der Rahmen voneinander mit zunehmender Tiefe vermindern; will man umgekehrt, wie es meistens geschieht, gleiche Entfernung der Rahmen (von etwa 1 m) beibehalten, so muß die Bohlenstärke mit der Tiefe zunehmen. Der Erddruck ist der Sicherheit halber stets gleich einem Wasserdruck von derselben Höhe zu rechnen, wie dies S. 309 näher angegeben ist. Die Ausführung geschieht in der Weise, daß zunächst ein Rahmen gelegt wird, hinter welchem die Schalung dicht an dicht mit dem Fäustel (Hammer) eingetrieben wird. Die Richtung muß dabei etwas schräg nach außen gehalten werden. Wenn die Schalung (Verpfählung) nicht mehr gut ziehen will, gräbt man etwas Boden aus und treibt sie dann weiter ein, so daß ihre Spitze etwas tiefer steht als die Ausschachtung. Ist die erste Schalung ganz eingetrieben, so legt man gegen ihren Fuß Futterstücke, stellt darauf die zweite Schalung auf und legt innerhalb derselben den zweiten Rahmen usf. Die ganze Anordnung ist aus Fig. 952 S. 508 ersichtlich.

Ein hervorragendes Beispiel einer derartigen Gründung bildet diejenige des neuen Stadthauses in Poitier[1]), bei welcher die größte zu erreichende Tiefe 20,95 m betrug. Die Schachtzimmerung war die gewöhnliche Abtreibezimmerung. Die Förderung geschah durch unmittelbares Werfen mit Schaufeln. Zu diesem Zwecke wurden in Menschenhöhe übereinander abwechselnd in der einen und in der anderen Hälfte des Horizontalschnittes des Schachtes Podeste angebracht, auf deren jedem ein Mann mit einer Schaufel Platz nahm, um den Boden von seinem auf den nächst höheren Podest zu werfen. Die Schachte wurden später ausbetoniert oder ausgemauert.

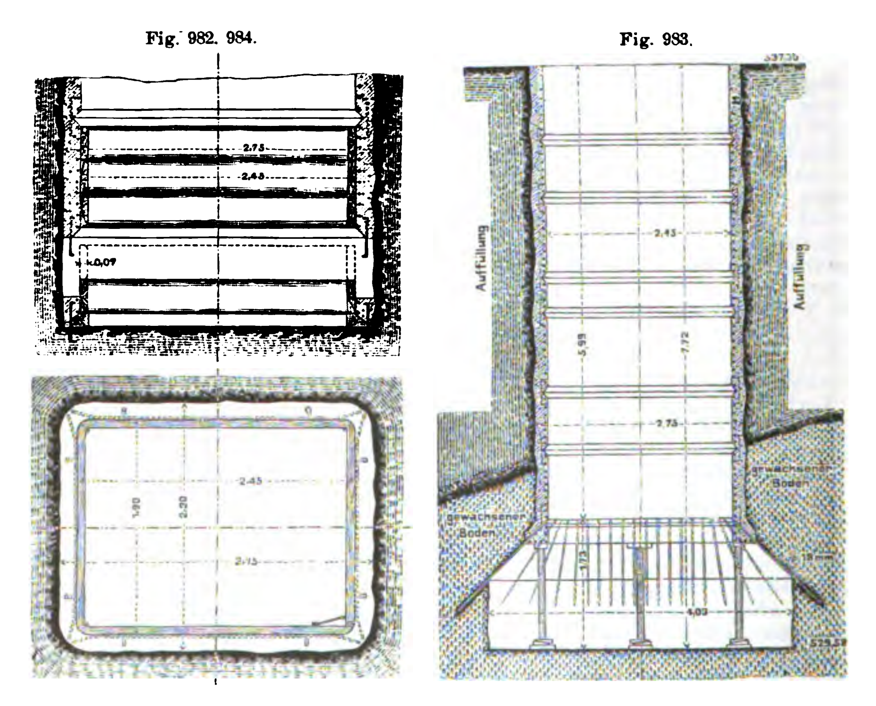
Hierher gehört auch die Bauweise Simons, bei welcher der Schacht in Eisenbeton in folgender Weise hergestellt ist:

Es handelte sich um die Herstellung von Fundamenten für das Stadttheater in Bern, welches auf einer starken Schicht aufgeschütteten Bodens zu erbauen war, die bis zum gewachsenen Boden durchteuft werden sollten. Die Fundamentpfeiler erhielten rechteckige Form. Fig. 982—984 (Schweizerische Bauztg. Jahrg. 1900 S. 65). Man hob den Boden zunächst 90 cm tief aus und brachte auf dem Boden der Ausschachtung einen Holzkranz an, auf welchen ein Rahmen von hochkant gestellten Eichenbohlen von 30×7 cm (Fig. 982) gestellt wurde. Auf jede Seite des Rechteckes senkte man senkrecht je 2 Eisen von 35 cm Länge zwischen der Schalung

[1]) Ann. des trav. publ. 1881 S. 810.

und den Wänden der Ausgrabung in den Grund, die an ihren Enden umgebogen waren, Fig. 982 und 983. Alsdann stampfte man in diesen Zwischenraum eine Betonschicht von 15—20 cm Stärke ein. Der Beton bestand aus feinem Kies, Sand und Zement, und zwar kamen 350 kg Zement auf 1 cbm Beton. In dem Beton wurden Eisen von 12 mm wagrecht nach der Innenseite zu eingebettet, die an den Ecken nach außen zu eingebogen waren (Fig. 982, 983) und in senkrechten Abständen von 10 cm voneinander lagen. Indem man allmählich weitere Rahmen aus hochkant gestellten Bohlen aufsetzte, wurde die Betonbekleidung bis zur Oberfläche weitergeführt. Als der Beton nach Verlauf von 4 Tagen abgebunden war, setzte man die Ausschachtung fort und nahm den Kranz und die Schalung der bereits fertigen Beton-Ummantelung fort. Wenn die Ausschachtung, soweit es die Bodenbeschaffenheit ohne Nachstürzen erlaubte, erfolgt war, brachte man den Kranz aufs neue auf den Grund derselben und wurde wieder wie

Fig. 982. 984. Fig. 983.



vorher ein Stück Ummantelung unter dem vorigen hergestellt, Fig. 982. Die Verbindung zwischen den einzelnen Stücken wurde durch die beiden vorerwähnten Eisen gesichert. Um hinter der Schalung einen genügend großen Platz für das Stampfen des Betons zu erhalten, gab man dem Kranz eine solche Form, daß die Betonbekleidung an der Grundfläche eine Abschrägung von 7,5 cm bildete. Da eine ähnliche Abschrägung am unteren Stück vorgesehen war, konnte man mit Hilfe hakenförmiger Eisen durch eine Queröffnung von 15 cm den Beton feststampfen.

Da der Grund nur mit 2—3 kg/qcm belastet werden konnte, wurde das Fundament unten wie folgt verbreitert. Nachdem man sich durch ein Bohrloch im Schacht von der Lage und Beschaffenheit des gewachsenen Bodens unterrichtet, trieb man unter dem unteren Stück der bereits fertigen Betonummantelung spitze Eisen unter einem Winkel von 45° so ein, daß ihre Enden 30—40 cm über die beabsichtigte Ausladung hinaus-

standen, Fig. 983. Die Köpfe dieser schrägen Eisen wurden auf einem starken Eisenträger aufgelagert. Nach Erhärtung des Betons grub man den Boden in den Maßen des Schachtes aus, wobei man den Träger durch Steifen stützte. Nun verbreiterte man den Schacht unten soviel, als nötig war. Der Schacht wurde schließlich mit Beton (135 $^{kg}/_{cbm}$ Zement) gefüllt.

Die einzelnen Fundamentpfeiler wurden oben durch Eisenbetonträger zur Aufnahme des Fundamentes verbunden. Die Grundfläche der Pfeiler wurde so 2 bis 3,5 mal größer gemacht als der Horizontalschnitt der Pfeiler selbst, welcher nur 2×2 bis $3{,}30 \times 4{,}60$ ^{m} betrug. Die Tiefe war 6,50—10 ^{m}.

Das Verfahren soll (schätzungsweise) 15 % Ersparnis gegenüber der gewöhnlichen Bauart gebracht haben. Es ist aber nicht gesagt, was unter der „gewöhnlichen Bauart" verstanden ist.

Aus der Beschreibung muß man schließen, daß der Boden ganz gut stand. Hätte man also einen Schacht in gewöhnlicher Weise mit Holzeinbau abgeteuft und ihn unten ebenso verbreitert, und hätte man dann die Zimmerung entsprechend dem Fortschritte der Ausbetonierung allmählich von unten nach oben entfernt, so daß also der Beton ebenfalls unmittelbar gegen die Wände des Schachtes zu liegen kam, so würde man wohl dasselbe ohne Eiseneinlagen, und zwar in schnellerer Zeit erreicht haben.

Es ist daher fraglich, ob das Verfahren wirklich vorteilhafter ist.

Ein ähnliches Verfahren nur mit Mauerwerk anstatt mit Beton hat Simons bei der Gründung für die Kornhausbrücke in Bern angewendet (Zement u. Beton 1903 Okt. S. 129).

F. Versteinerungs-Gründung.

Literatur.

Versteinerungs-Gründung nach Mitteilung von Hosegood: Zentralbl. d. Bauv. 1884 S. 344. — Desgl. Patent Neukirch: Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 338 und Transact. of the Amer. soc. of civ. eng. 1898 S. 689. — Gründung unter Wasser mit Hilfe von Zement-Einpressung: Deutsche Bauztg. 1894 S. 349—352; Eng. news 1894 I, S. 538; Baugewerksztg. 1899 S. 155; Ann. des ponts et chauss. 1895 I, S. 108; Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 60 u. 599; Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1898 S. 407; Baugewerksztg. 1898 S. 1501; Deutsche Bauztg. 1898 S. 102 und 1901 S. 455; Ann. des ponts et chauss. 1900 S. 408.

Eine Art Versteinerungs-Gründung soll vor Jahren für einen Brückenbau in Indien nach einer Mitteilung von T. P. Hosegood in Aussicht genommen sein. Man wollte dort in dem aus Triebsand bestehenden Baugrund Röhren mit durchlochter Wandung eintreiben, um ihn mittels dieser mit einer Lösung von Vitriol zu durchtränken, die eine Versteinerung herbeiführen sollte; der so gebildete künstliche Sandsteinblock (von 8 bis 10 ^{m} Dicke) sollte als Fundament dienen. Man wird das Wasser im Triebsande, falls es fließen sollte, zuvor durch umschließende Spundwände zum Stillstande bringen müssen, damit die eingespritzte Lösung nicht fortgetrieben werde.

In ähnlicher Weise hat Verfasser auf Bahnhof Lüneburg der Berlin-Hamburger Eisenbahn die Stelle für den Königsstein einer Drehscheibe auf hoher Dammschüttung künstlich dadurch befestigt, daß er an jener Stelle für die in der Nähe auszuführenden Bauten eine Kalkgrube einrichtete. Das in den Sandboden versickernde Kalkhydrat befestigte den Boden in der gewünschten Weise.

Ein ähnliches Verfahren hat sich Fr. Neukirch (Bremen) patentieren lassen. Derselbe bläst mit Preßluft trockenen Zement in den vorhandenen Kies und Sandboden ein, um ihn zu versteinern. Die Preßluft wird zunächst in einem Windkessel aufgespeichert. Der Zement (bei grobkörnigem Kies auch mit Sand und Schlackenmehl gemischt) wird in Pulverform in einen Trichter geschüttet, unter dem ein Sieb gröbere Körner zurückhält. Zement und Luft treffen sich in einer Strahlpumpe, und zwar wird die Zuführung des Zementes zu dieser Pumpe durch eine Walze, diejenige der Preßluft durch einen Hahn geregelt. Von der Strahlpumpe treibt der

Luftstrom den Zementstaub durch einen Schlauch in ein Rohr, welches in den festzumachenden Boden bis zu der gewünschten Tiefe eingetrieben ist. Das Rohr hat an seinem unteren zugespitzten Ende eine große Anzahl kleiner Öffnungen, durch die der Zement mit der Luft zusammen nach allen Seiten hin in den Boden dringen kann. Das Rohr wird allmählich höher gezogen und so in einem gewissen Umkreise der Boden auf die ganze Tiefe mit Zement versehen. Durch Eintreiben des Rohres in gleichmäßigen Abständen voneinander kann ein größerer Fundamentkörper gebildet werden.

Das Verfahren hat sich in größerem Umfange bei den Hafenbauten in Bremen bewährt. Zweckmäßiger als trockener Bindestoff wäre eine Flüssigkeit, die durch eine Anzahl gleichmäßig verteilter Rohre in den durch Spundwand eingeschlossenen Boden eingetrieben würde, während man oben das Wasser vorsichtig absöge. So erhielte man eine gleichmäßigere Sättigung. Die Flüssigkeit müßte aber vollkommen wässerig sein. Das Einpumpen von flüssigem Zement in den losen Sand wird kaum dichtere und gleichmäßigere Fundamente liefern als das Verfahren von Neukirch.

Kinipple hat zuerst das Verfahren angewendet, in Kiesboden einen dicken flüssigen Brei aus reinem Zement durch seine eigene Schwere mittels Standröhren einzupressen und hat dasselbe auch benutzt, um für eine Mole ein ebenes Fundament herzustellen, auf dem dann der Blockbau ausgeführt wurde. Der unebene felsige Grund war von Sand, Schlick und Geröll überlagert in einer Stärke bis zu 2,5 m. Dieser Boden wurde durch Greiferbagger unter Zuhilfenahme von Tauchern in genügender Breite entfernt und der so entstandene Graben mit Kies und losen Steinen gefüllt. Nachdem die Oberfläche geebnet war, wurde mit einem 7,5 cm weiten unten durchlöcherten Rohre flüssiger Zement eingepreßt. Das Rohr wurde in Abständen von 2,5 bis 3 m von Tauchern bis auf den Fels heruntergesetzt. Zementverbrauch etwa $^{1}/_{9}$ des Gewichtes der Kies- und Steinmasse. Der Erfolg war befriedigend. Näheres Deutsche Bauztg. 1894 S. 349.

Ein interessantes und bedeutendes Beispiel einer Versteinerungs-Gründung nach dem Kinipple'schen Verfahren der Zementeinpressung (Growting) in das vorher in die Baugrube eingebrachte Schottermaterial bildet die Ausführung von Wehr- und Schleusen-Konstruktionen bei dem Bau von Hilfsdämmen zur Verstärkung und Unterstützung der sogen. Nildelta-Barrage. Ausführlich ist über diese Ausführung in den „Minutes of Proceedings, Inst. Civ. Eng." Bd. 158 Jahrg 1904 unter dem Titel „The use of cement grout at the Delta-Barrage in Egypt" berichtet, sowie auszugsweise in Eng. Rec. Jhrg. 1902 Bd. 46 S. 505.[1])

Bei der Wehrkonstruktion war eine 3 m breite Sohlenmauer etwa 8 m tief unter Wasserspiegel hinabreichend quer durch das Flußbett herzustellen. Man hob zunächst einen Schlitz durch Baggerung in der Flußsohle aus und stellte dann die Mauer stückweise in Längen von je rd. 10 m mittels Holzkasten her, die, an der richtigen Stelle bis auf den Grund versenkt und in diesen leicht eingetrieben, zunächst mit Schottermaterial bis Wasserspiegelhöhe gefüllt wurde. Diese Füllung wurde dann mit 4 Standrohren durch Einpressung von Zement zu einem festen Betonklotz versteinert. Vergl. die Abbildgn. 985—987 nach obiger Quelle.

Der erste Mauerklotz mußte mittels eines vierseitigen Kastens von rd. 10 m Länge, 3 m Lichtweite und 8 m Höhe hergestellt werden. Benutzt wurde dabei eine von 2 Barken getragene Arbeitsbühne mit Laufkran. An diesem Kran war in Wasserspiegelhöhe ein dem äußeren Umfange des Kastens entsprechender Holzrahmen aufgehängt und an diesem wieder mit Ketten ein zweiter Rahmen, der mit alten Schienen so beschwert war, daß er etwa in halber Wassertiefe senkrecht unter dem oberen Rahmen hing. An den Ecken dieser Rahmen waren 4 Stiele befestigt, die leicht in den

[1]) Vergl. auch Deutsche Bauzeitung Jahr. 1905 S. 483.

Boden eingetrieben wurden, so daß das Ganze Halt bekam. Innerhalb dieser Rahmen wurden nun die Seitenwände des Kastens aus 1,5 m breiten, 9 cm starken Bohltafeln hergestellt, die am unteren Ende gespitzt, mit Eisenblechen beschlagen und mit Schienen derart beschwert wurden, daß man sie senkrecht herablassen konnte. Sie wurden ebenfalls in den Boden etwas eingetrieben, so daß ein allseitig geschlossener Kasten entstand. Die Dichtung der Wände wurde dann mit Leinwand bewirkt, die namentlich auch die Ecken und den Anschluß an die Fundamentsohle überdeckte. Zum Schutz gegen den einzubringenden Schotter wurde sie in 1 m Abstand mit dünnen senkrechten Brettern benagelt.

Fig. 985, 986.

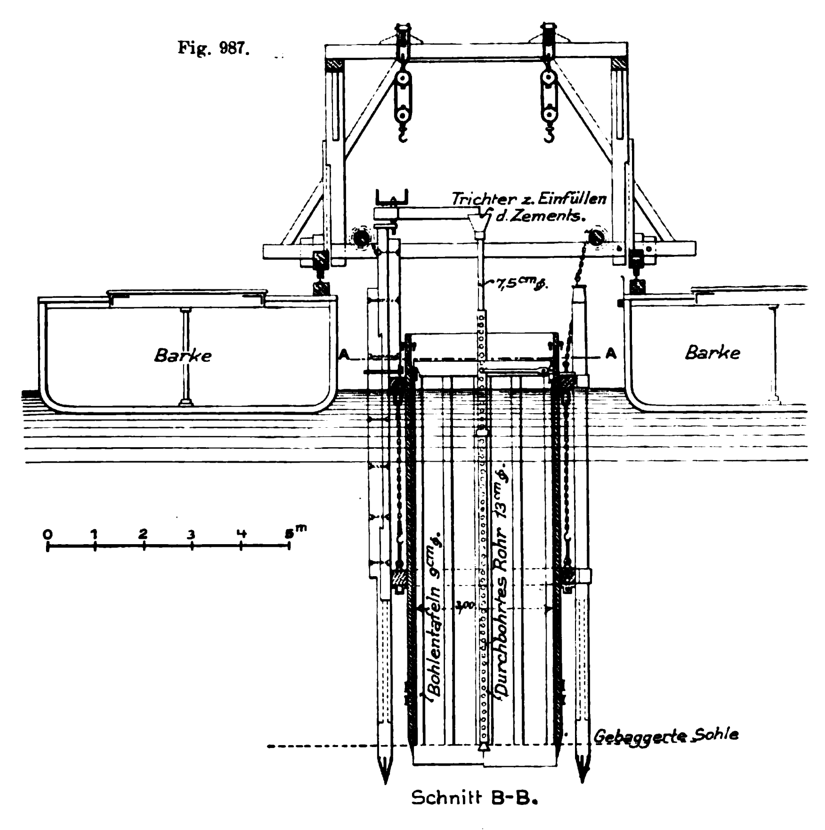
Halber Schnitt. Halbe Ansicht.

Schnitt A-A.

In den so gebildeten Kasten wurden dann bis auf den Flußboden hinabreichend vier in ihrer Wandung durchlochte Röhren von 13 cm Durchmesser in der Achse des Kastens senkrecht eingesetzt, und dann wurde der ganze Kasten mit groben Steinen, Schotter und Kies gefüllt bis zum Wasserspiegel. Die Einfüllung des reinen Zementbreies, der so steif war, daß er nur eben gerade noch bequem durch die Fülltrichter und Röhren hindurchging, erfolgte aber nicht unmittelbar in die durchbohrten Röhren, da sonst der ganze Zement-

brei die volle, in den Röhren stehende Wassersäule hätte durchfallen müssen, z. T. ersäuft worden wäre und auch z. T. gleich anfangs durch die Durchbohrungen der Röhren seitlich hätte entweichen können. Man wollte aber eine kontinuierliche Zementbreisäule erhalten, die nur am unteren Ende der Röhren unter gleichmäßigem Druck austritt. Es wurde daher in die durchbohrten Röhren eine nur 7,5 cm weite, undurchbohrte Röhre eingesetzt, die, aus zusammengeschraubten Teilen bestehend, anfangs bis dicht über die Sohle der Baugrube reichte und dann schrittweise mit der Ausfüllung der Hohlräume im Schotter durch den Zement hochgezogen wurde. Die Füllung der Röhren erfolgte mittels eines aufgesetzten Trichters, in welchem ein Sieb etwaige Unreinlichkeiten abhielt. Nur in zwei der

Fig. 987.



Schnitt B-B.

genannten, durchbohrten Standröhren wurde gleichzeitig eingefüllt. In den beiden anderen waren abbalanzierte Schwimmer eingesetzt von einem Gewicht, daß sie im Wasser eben den Grund berührten, von dem auch in diesen Röhren von unten allmählich aufsteigenden Zementbrei, der etwa das spezif. Gewicht 2 besaß, aber mit gehoben wurden. An einer Skala ließ sich dann bequem ablesen, wie hoch der aus den mit Zement beschickten Röhren austretende Zement die Hohlräume der Kastenfüllung geschlossen hatte. Nach je 50 cm Höhe wurden die beiden Füllröhren herausgenommen und in die bisher nicht benutzten beiden anderen Standröhren eingesetzt, die Schwimmer umgekehrt in die beiden ersten Standröhren. Aus ersteren, die ja nun unten durch die fertige Betonschicht



abgeschlossen waren, konnte der Zement nur durch die seitlichen Durchlochungen austreten. So wurden abwechselnd je 50 cm der Kastenfüllung versteinert. Bei Herstellung der Sohlenschicht mußte man dabei die Vorsicht gebrauchen, die Zementsäule in den Füllröhren nicht höher als 1,5 bis 2 m ansteigen und diese erst in die Sohle eindringen und die dann versteinerte Sohlenschicht etwas erhärten zu lassen; ohne diese Vorsicht ging viel Zement unter den Kastenwänden hindurch nach außen verloren. Das durch den Zement verdrängte Wasser trat teils durch die Undichtigkeiten der Kastenwände aus, teils durch besonders hergestellte Löcher. Nach Vollendung des Blockes ließ man die Form noch bis zum nächsten Morgen stehen und löste dann die Seitenwände. Die Standröhren blieben natürlich im Beton stecken, ebenso ging die Leinwanddichtung mit den aufgenagelten Brettchen jedesmal größtenteils verloren. Die weiteren Blöcke, von denen noch je 2 ohne Verschiebung der Barken hergestellt werden konnten, wurden nur mit dreiseitigen Kasten ausgeführt, während die Kopfseite des fertigen Blockes die 4. Seite abschloß. Der dichte Anschluß bereitete dabei einige Schwierigkeiten.

Die Herstellung eines Blockes von 160—170 cbm Inhalt erfordert einschließlich der Aufstellung des Kastens 3—4 Tage. Mit den vorbeschriebenen schwimmenden Rüstungen, die während der Haupttätigkeit in Betrieb standen, wurde die Mauer der Wehrschwelle in 6—7,5 m tiefem Wasser in der Woche um 85 m vorgestreckt, wobei 1600 cbm Beton hergestellt wurden. Auch die Abschlußwand am Wehrfuß und die Quermauer wurden in ähnlicher Weise ausgeführt.

Da sich infolge von Setzungen z. T. Fugen zwischen den einzelnen Blöcken öffneten, wurden in diese nachträglich Bohrlöcher hineingetrieben und dann wieder mit Zementbrei ausgefüllt. Auf diese Weise wurde die Fuge abgedichtet. Später stellte man gleich in den beiden Blockenden je eine halbkreisförmige Nut her. Nach Fertigstellung der Blöcke und Herstellung des Tonschlages und der Steinschüttung zu beiden Seiten der Mauer wurden diese — während der Ausführung der Blöcke entsprechend gegen das Eindringen des Zementes abgedichteten — Nuten nachträglich mit Zementbrei gefüllt.

In gleicher Weise wurden auch die Schiffsschleusen des Wehres hergestellt. Es wurde zunächst bis zur Fundamentsohle ausgebaggert. Dann wurden bei möglichst niedrig gehaltenem Wasserstande in der vorbeschriebenen Weise die 100 m langen, 17 m voneinander entfernten Längsmauern bis Wasserspiegelhöhe hergestellt. Die beiden Kopfenden der Schleusenkammern wurden darauf mit Wänden aus Bohltafeln abgeschlossen, die sich gegen Holme stützten, die von eingerammten Pfählen getragen wurden. Über der ganzen, so umschlossenen Baugrube wurde dann eine Arbeitsbühne errichtet, und es wurden, in Abständen von 3,25 m über die ganze Schleusenfläche verteilt, durchbohrte Röhren vorbeschriebener Art aufgestellt, die gleichzeitig mit zur Abstützung der Gerüste dienten. Die Wände wurden wie früher mit Segeltuch gedichtet. Dann wurden zur Herstellung der Schleusensohle 2 m hoch grobe Steine, Steinschlag und Kies eingefüllt, worauf, von einem Ende der Schleuse beginnend, die Zementeinpressung, wie früher beschrieben, begann und ohne Pause in 89stündiger Arbeit fertiggestellt wurde. Es wurde dabei wieder von 2 benachbarten Röhren einer Reihe nur die eine benutzt, während die andere einen Schwimmer enthielt, um das Aufsteigen das Zementes im Fundament zu verfolgen, was hier besonders wichtig war, da die Sohlenplatte ja mit ihrer Oberkante noch mehrere Meter unter Wasser lag. Zum Abschluß der Häupter wurde dann eine zweite Bohlwand in 1 m Abstand von der äußeren etwas in die Sohlenschleuse eingesetzt und dann zwischen beiden Wänden nach demselben Verfahren ein bis zum Wasserspiegel reichender Fangedamm hergestellt. Die ganze Baugrube ließ sich in $^1/_2$ Tage auspumpen, und die Sohle erwies sich überall als dicht und ohne Quellen.

Im Schutze der Seitenmauern und Fangedämme wurde dann die Schleuse im Trockenen vollendet.

Von Wichtigkeit ist schließlich noch der Zementverbrauch. Er betrug bei dem westlichen Wehrarme 84 904 Faß auf 23 140 cbm fertigen Beton; d. h. 3,67 Faß für 1 cbm oder 40 %. Dabei wird angenommen, daß ohne den Verlust durch undichte Kasten sich der Verbrauch nur auf 3,5 Faß oder 37,5 % gestellt haben würde, um einen festen Beton zu ergeben. —

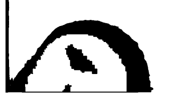
Der Beton an sich wird, in dieser Weise hergestellt, allerdings sicher kostspieliger werden als bei Versenkung des fertigen Betons unter Wasser mittels Kasten oder Trichter. Anderseits ist die Herstellung eine so einfache, schnelle und gefahrlose, daß es schwer zu entscheiden ist, bei welcher Ausführung die Gesamtkosten die höheren werden.

Ein Einspritzen von dünnflüssigem Zement in den kiesigen Baugrund behufs Bildung des Fundamentkörpers fand bei der Donaubrücke unweit Ehingen Anwendung. Das Verfahren ist nach dem Verwaltungsbericht d. Württemb. Minist. für Wege- und Wasserbau für das Rechnungsjahr 1897/98 nachstehend beschrieben und in den Fig. 988—995 veranschaulicht.[1]) Die Widerlager wurden ohne Spundwand-Einschließungen hergestellt, die Strompfeiler dagegen mit solchen. Je 50 cm Abstand voneinander wurden 40 mm weite Mannesmannrohre bis zur beabsichtigten Gründungstiefe in den Grund eingetrieben, welche unten eine lose eingesteckte gußeiserne Spitze hatten, um den Boden aus ihnen fernzuhalten. Man trieb die Rohre bis auf den 3—4 m tief liegenden Felsen. Dann zog man sie 10—20 cm hoch, wobei sich die Spitze löste und preßte Zement ein, bis der stark ansteigende Manometerdruck zeigte, daß der Boden mit Zement gesättigt sei. Darauf wurde das Rohr höhergezogen und so fort. Als man nach Beendigung der Zement-Einpressung die Baugrube weiter aushob, zeigten sich zusammenhängende Massen von teils festem Beton, teils reinem erhärteten Zement. Die einzelnen Röhrengänge setzten sich alle bis zur Oberfläche der anfänglichen Grubensohle teils als Beton, teils als reine Zementsäulen von hoher Festigkeit fort. Vorgenommene Bohrungen (10) ergaben bei 4 Löchern in 0,4 m Tiefe unter der Betonoberfläche sehr festgelagerten scharfen Sand, der fast keinen Zement aufgenommen hatte, aber Eisenstäbe mit 8 kg/qcm Belastung ohne Einsenkung trug (s. Fig.). Unter der 0,5—0,6 m starken Sandschicht fand sich wieder Beton. Durch das starke Einpressen des Zementes hob sich teilweise die Sohle des Baugrundes bis 30 cm. Der Verbrauch an Zement schwankte je nach der Dichtigkeit des Bodens zwischen 25—4000 kg für das Rohr, im Durchschnitt 125 kg. Ein lfd. m Rohr einzutreiben und voll Zement gespritzt wieder herauszuziehen, erforderte 0,22 Arbeitstag.

Bei den Strompfeilern wurde die Einspritzung nur rund um die Spundwände herum vorgenommen, um diese in der Kiesschicht abzudichten und dann innerhalb den Boden im Trockenen bis zum Felsen ausheben zu können, was auch gelang. Bei dem linken Strompfeiler brachte man innen und außen je 3 Reihen Rohre längs der Spundwand an, bei dem rechten nur außen. Als man die Baugrube des linken Mittelpfeilers trockenlegte, fand man wieder eine dichte Sandschicht, die keinen Zement angenommen hatte und nur von einzelnen Zementsäulen durchsetzt war. Unterhalb dieser Sandschicht fand man bis zum Felsen in der ganzen Ausdehnung Beton, den man als Fundament mitbenutzen konnte.

Im ganzen wird man bei diesem Verfahren auf einen gleichmäßig festen und dichten Betonkörper nicht rechnen dürfen, was indessen auch häufig nicht nötig ist. Je gröber der festzumachende Sand oder Kies ist, desto weiter wird sich der Zement von dem Rohre aus drücken lassen, desto größer wird aber wegen der großen Hohlräume der Zementverbrauch sein. Die zulässigen Entfernungen der Rohrstellungen müssen stets durch Versuche ermittelt werden.

[1]) Vergl. auch Deutsche Bauztg. 1901 S. 455 und Zentralbl. d. Bauv. 1901 S. 506.



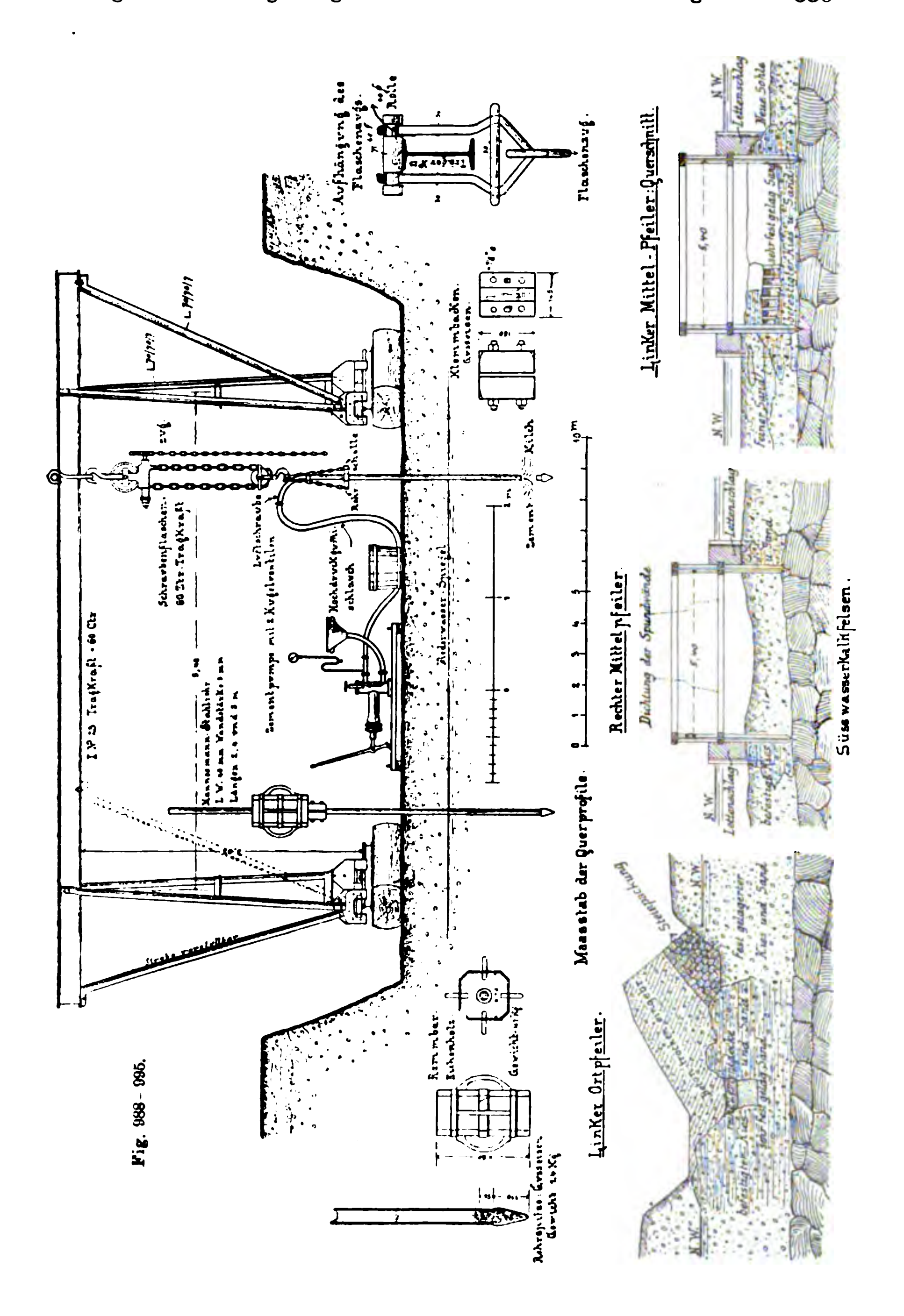

Maasstab der Querprofile
Linker Ortpfeiler.
Rechter Mittelpfeiler.
Linker Mittel-Pfeiler: Querschnitt.
Süsswasserkalkfelsen.

Fig. 988-995.

G. Gründungsverfahren von Litster.

Genannter Ingenieur hatte in Indien ein Gebäude zu errichten auf einem Baugrunde, der oben aus einer 2,5 bis 3 m dicken, nicht tragfähigen Schicht bestand, welche imstande war, sehr viel Wasser aufzunehmen. Hätte er nun die Grundmauern des Gebäudes durch diese Schicht hindurch bis zu der darunter liegenden tragfähigen Geröllschicht geführt, so würde der durch die Mauern abgetrennte Teil der oberen, wassersaugenden Schicht in der heißen Jahreszeit, wo dieselbe Schicht außerhalb der Fundamente trocken wurde, die Fundamente nach außen gedrückt haben, während in der nassen Jahreszeit eine Beanspruchung in umgekehrtem Sinne stattgefunden hätte.

Litster zog, um dem vorzubeugen, im Abstande gleich der $1^1/_2$fachen Dicke der oberen Schicht vom Fundamente des Gebäudes einen Graben rund um dasselbe bis zur tragfähigen Schicht von einer Breite wie das Fundamentmauerwerk. Dieser Graben wurde lagenweise (22,5 cm stark) mit Schotter und Kies gefüllt und mit einer 300 Ztr. schweren Walze festgewalzt. Nach dem Festwalzen der oberen Schicht ließ man die Walze auf jedem Flächeninhalt 48 Stunden stehen. Der so hergestellte Körper isoliert und entlastet gleichsam das Fundament von dem bald naß, bald trocken werdenden äußeren Boden, so daß das innerhalb dieses Schutzdammes aufgeführte Fundament stets gleichmäßig beansprucht wird.

H. Gründung mittels Dynamit.

In der Nähe von Lyon ist eine Futtermauer in folgender eigentümlichen Weise gegründet worden. Der Boden bestand oben in 0,8 bis 2,2 m Tiefe aus einer lehmigen, mit Pflanzenstoffen gemischten Sandschicht, unter der eine starke Kiesschicht mit fast wagrechter Oberfläche anstand. Der Kies enthielt Wasser mit höherem Druck, welches die darüber liegende lehmige Sandschicht fast zu Schlamm auflöste. Die Gründung bei nur 0,8 m Dicke der oberen Schicht durch Abräumen derselben zwischen Bohlwänden hatte sich bereits so schwierig und kostspielig erwiesen, daß man bei der tieferen Gründung folgendes Verfahren wählte:

Man stellte zunächst durch Versuche fest, daß, wenn man einen Kranz von Dynamitpatronen in dem lehmigen Schlamm entzündete, 1. eine Grube erzeugt wurde von zylinderförmiger bezw. kegelförmiger Gestalt mit glatten Wänden, und zwar betrug der Durchmesser der Grube für einen Kranz von Patronen zu je 100 g 1 bis 1,2 m. Die Tiefe war gleich der Länge des Patronenkranzes weniger etwa 15 %, die durch den von oben nach erfolgter Sprengung wieder hineinfallenden Boden verloren gingen. — Daß 2. der Boden durch die Sprengung so stark verdichtet wurde, daß die Wände der Grube lange genug senkrecht standen, um bequem die Vorbereitungen zum Aufräumen zu treffen, und daß 3. das Wasser im Boden so weit zurückgedrängt wurde, daß eine halbe Stunde verging, bis es sich wieder an den verdichteten Wänden zeigte. Man ging nun wie folgt vor.

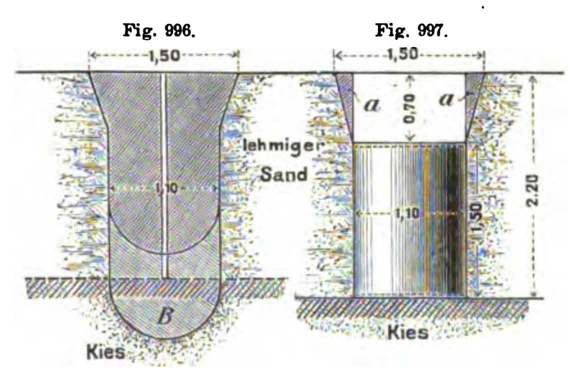
Man bohrte mit einem schnell arbeitenden Bohrer von 43 mm äußerem Durchmesser ein Loch bis zum Kieslager. 4 Arbeiter gebrauchten hierzu nur 2 bis 3 Minuten. In das Bohrloch wurde dann eine Ladung Dynamitpatronen von je 100 g (8 Patronen auf 1 m Höhe), welche um einen Holzstab befestigt waren, hinabgesenkt und entzündet, nachdem zuvor der Platz in einem Umkreise von 5 m Halbmesser von allen Geräten geräumt war. Die Sprengung erzeugte eine wenig dichte Garbe, indem das Dynamit mehr die Wände des Bohrloches zusammendrückte. Nur am oberen Rande wurde in kegelförmiger Erweiterung etwas Boden herausgeschleudert, der dann teilweise wieder in das Loch zurückfiel. (Fig. 996 und 997.)

Sofort nach der Sprengung setzten 2 Arbeiter einen Blechzylinder von 1,5 m Höhe, 1,1 m (der mittleren Weite der ersprengten Öffnung) Weite und 4 mm Wandstärke in die Grube und trieben ihn mit schweren Hämmern



in den losen Boden am Grunde ein, während ein dritter Arbeiter im Zylinder stand und den Boden hinauswarf, der von einem vierten Arbeiter entfernt wurde. Die Arbeit im Inneren des Rohres mußte beendet sein, wenn (nach $^1/_2$ Stunde) das zurückgedrängte Wasser sich wieder zeigte. Etwaige Reste weichen Bodens wurden mit diesem Wasser zugleich ausgepumpt.

Das Rohr von 1,5 m Höhe benutzte man auch bei 2,2 m Tiefe, indem man dann den oberen Teil des Loches abböschte, Fig. 997. War der Kiesgrund freigelegt, so füllte man das Rohr bis zur Hälfte mit Beton, zog das Rohr dann mittels Flaschenzuges, der an einem Bock hing, etwas in die Höhe, füllte wieder usf., bis die Grube voll war. Bei den Löchern, welche tiefer waren als der Zylinder, wurden die Räume *a* (Fig. 997), sobald der obere Zylinderrand der Erdoberfläche gleich war, mit Kies gefüllt.



In 10 Arbeitsstunden konnten mit geübten Leuten 5 Pfeiler von etwa 2 m Tiefe hergestellt werden. Da die Entfernung der Brunnen von Mitte zu Mitte etwa 6 m betrug, konnte man also in einem Tage 24 lfd. Meter Fundament fertigstellen, gegen 3,25 m bei nur 0,8 m Gründungstiefe nach dem früheren Verfahren. Die Pfeiler wurden in Höhe der Boden-Oberfläche durch flache Stichbögen auf Lehren von gestampftem Kies verbunden. Auch bei Gründungen in trockenem Boden hat man das Verfahren in Lyon mit Vorteil angewendet, das sich bei geeigneten Verhältnissen sehr empfiehlt.[1])

VIII. Zusammengesetzte Gründungsarten.

Literatur.

Ann. des ponts et chauss. 1881, Nr. 17; Liébeaux: Fondations a l'air libre et a l'air comprimé. — Zentralbl. d. Bauv. 1884; L. Brennecke: Luftdruck-Gründung mit Gründung in freier Luft vereinigt. — Wochenschr. d. österr. Ingen.- u. Arch.-Ver.: Schmoll v. Eisenwerth: Fundierung mittels komprimierter Luft unter Wieder-Verwendung der Caissons. — Le génie civil 1884: tome IV., Nr. 9, 10, 11, 13, 14, 16. 17. — Ann. des ponts et chauss. 1884, Nr. 6. — Zentralbl. d. Bauv. 1884, Nr. 23; Hafenbau bei Rochefort. — Daselbst, Nr. 25; L. Brennecke: Luftdruck-Gründung mit Brunnen-Gründung vereinigt. — Zentralbl. d. Bauv. 1883, Nr. 50; L. Brennecke: Das Gefrier-Verfahren von F. H. Poetsch und seine Anwendbarkeit im Bau-Ingenieurwesen. — Ufereinfassung: Holzbrücke auf senkrechtem Pfahlrost mit Steinkisten dahinter: Eng. news 1897 Bd. 38, S. 375. — Pfahlroste mit darüberliegenden Betonplatten und I-Eiseneinlagen: The Eng. rec. 1898 Vol. 38, S. 166. — Senkkasten ohne Boden, auf Felsgrund gestellt und ausbetoniert, durch Steinkisten verstärkt: The Eng. rec. 1902 Bd. 46, S. 415. — Hölzerner Senkkasten mit unterem Boden auf Pfahlrost für die Pfeiler der Brücke über den Pequonnock bei New-Westminster: Eng. rec 1904 Bd. 50, S. 128; desgl. Eng. news 1899 Bd. 42, S. 212; desgl. Eng. news 1899 Bd. 41, S. 56 Tafel.

Die Luftdruck-Gründung läßt sich sehr zweckmäßig mit mehreren anderen Gründungsarten vereinigen. Und zwar kann dieselbe entweder als Einleitung oder als Fortsetzung einer anderen Gründungsart benutzt werden, oder endlich nur vorübergehend, um besondere Hindernisse zu beseitigen.

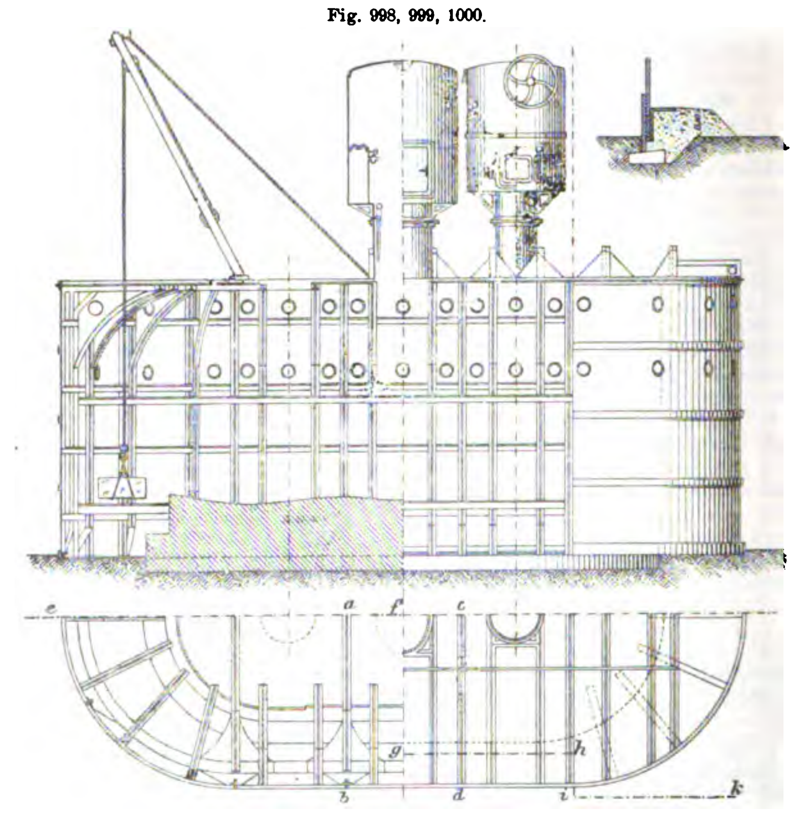
---

[1]) Nouv. ann. de la construction 1887 S. 104 u. Zentralbl. d. Bauverw. 1887 S. 490.

A. Benutzung verdichteter Luft zur Einleitung einer Gründung in offenem eisernen Fangedamm.

Eine derartige Anordnung ist in den Ann. des ponts et chauss. 1881, S. 323, von Liébeaux unter dem Titel „Caisson-batardeau divisible et mobile" mitgeteilt. Es handelt sich dort um die Gründung zweier Pfeiler einer Brücke bei Garrit. Der Baugrund bestand aus Felsen, der von einer schwachen Sandschicht überlagert war. Es wurde zur Herstellung der Fundamente ein hoher eiserner Senkkasten mit inneren Versteifungen der Wände und abnehmbarer Decke gebaut, Fig. 998—1000, den man in einem schwimmenden Gerüste, Fig. 1002, hängend an die Stelle fuhr, wo der Pfeiler gebaut werden sollte, und dort auf den Grund hinabließ. Mit Hilfe

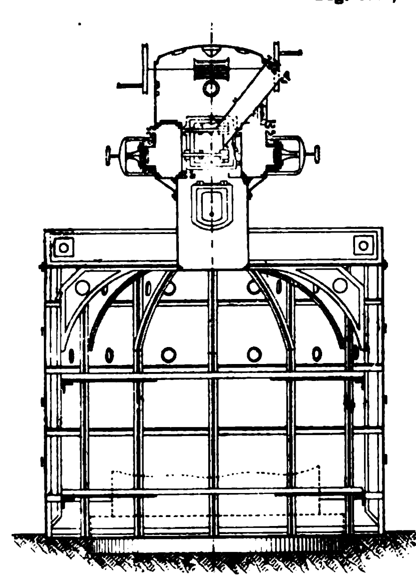
Fig. 998, 999, 1000.

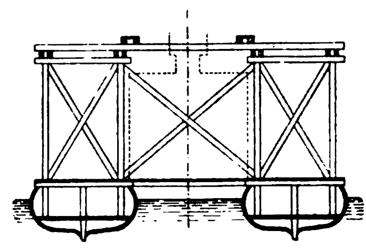


von verdichteter Luft wurde nun zunächst die schwache Sandschicht über dem Felsen durchteuft und darauf der Felsen gereinigt und geebnet. Hiernächst wurden alle Fugen an der Senkkastenschneide, wie Fig. 1000 zeigt, mit Holzkeilen und Beton dicht gemacht und endlich noch die untersten Schichten des Fundamentes in den Felsen eingelassen und fertig gemacht. Darauf ließ man die verdichtete Luft entweichen, entfernte die Decke und mauerte den Rest des Fundamentes in freier Luft auf. Während der Arbeit in verdichteter Luft wurde der Senkkasten durch zahlreiche in der Wand desselben angebrachte Lichteinlässe von außen erleuchtet. Es verdient erwähnt zu werden, daß, während der eine der beiden Pfeiler aufgemauert wurde, ein bedeutendes Hochwasser den oben offenen Senkkasten überflutete, ohne demselben jedoch Schaden zu tun.

Die mitgeteilte Konstruktion ist bei größeren Wassertiefen mit dem Nachteil behaftet, daß der Senkkasten einer großen künstlichen Belastung bedarf. Außerdem ist der mit verdichteter Luft zu füllende Raum sehr groß; man bedarf also, da mit der Größe der Wände die Luftverluste wachsen, größerer Luftpressen. Die Luftverluste sind auch namentlich deswegen sehr bedeutend, weil die ganze Decke und der obere Teil der Wände aus dem Wasser hervorragen, so daß auf die Undichtigkeiten in diesen Teilen kein die Verluste mindernder äußerer Wasserdruck wirkt. Aus diesen Gründen glaubt Verfasser die in den Fig. 1003—1006 dargestellte Anordnung, welche er für den Bau der Dnjepr-Brücke bei Jekaterinoslaw entwarf[1]), mehr empfehlen zu können.

Fig. 1001, 1002.





Auch hier lag nach einem dem Verfasser zugewiesenen Querprofil (welches übrigens nicht richtig war, da die Pfeiler in der Tat 17 m tief in gewöhnlicher Weise mit Hilfe verdichteter Luft versenkt worden sind) eine schwache Sandschicht über dem Felsgrunde. Indessen war dies nur bei 6 Pfeilern der Fall, während bei ferneren 8 der Fels erst tief unter der Flußsohle oder auch gar nicht erreicht wurde. Verfasser wollte nun 2 Senkkasten von der Gestalt, welche die Figuren zeigen, anfertigen lassen, mit jedem derselben zunächst 3 von denjenigen Pfeilern fertigstellen, bei denen der Fels früh erreicht wurde, während gleichzeitig die tiefer zu gründenden Pfeiler in gewöhnlicher Weise in Angriff genommen werden sollten. Nachdem die 6 flach zu gründenden Pfeiler vollendet waren, sollten die lösbaren Decken der dabei verwendeten beiden Senkkasten fest vernietet und mit denselben nun noch die beiden letzten der 8 tiefer zu gründenden Pfeiler in gewöhnlicher Weise hergestellt werden. Diese beiden Senkkasten würden dann also bei zusammen 8 Pfeilern Dienste getan haben.

Die Konstruktion des vom Verfasser entworfenen Senkkastens mit abnehmbarer Decke ist kurz folgende: Der Raum, in welchem mit verdichteter Luft gearbeitet wird, ist hier nur 2 m hoch. Er besitzt eine wagrechte Decke und schräge Wände, die an die inneren Seiten der Konsolen angenietet sind. Für beide Teile können sehr dünne Bleche verwendet werden, weil der Raum über der Decke und neben den schrägen Wänden mit Wasser gefüllt wird, welches sowohl zur Belastung, als auch zur Verminderung der Luftverluste dient. Der Senkkasten wird infolgedessen viel leichter als der vorhin beschriebene, bei Garrit angewendete. Das Gewicht desselben fällt nur wenig größer aus, als es die Formeln S. 360 und

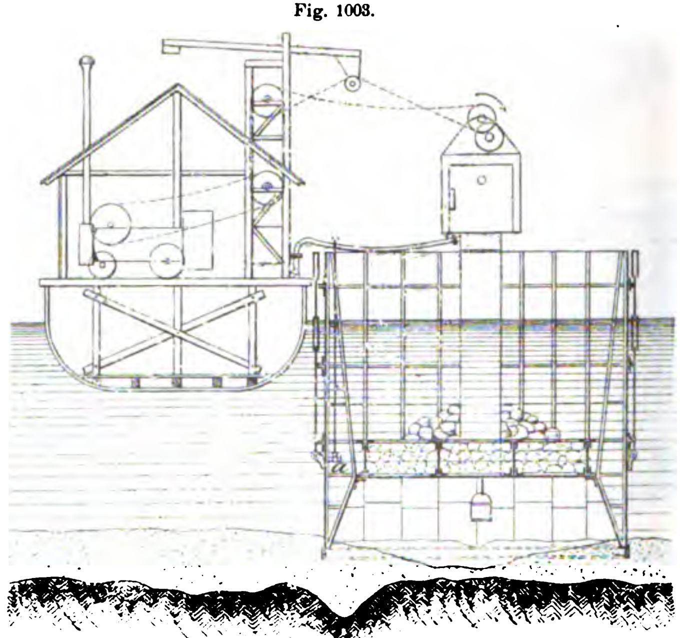
[1]) Zentralbl. d. Bauv. 1884 Nr. 51.

361 ergeben. Außer der schrägen Innenwand ist außen an den Konsolen noch eine zweite Blechwand bis Oberkante der Deckenträger fest vernietet. Von hier ab wird die Außenwand abnehmbar, ebenso wie die Versteifungen derselben, welche die Fortsetzung der Konsolen bilden.

Die abnehmbare Wand kann man zu beliebig großen Teilen zusammennieten, die dann nach Bedarf aufgeschraubt, bezw. zusammengeschraubt werden. Auch die lösbare Decke kann man entweder zerlegbar ausführen oder auch als Ganzes vernieten.

Ebenso wie der Senkkasten der Brücke bei Garrit sollte auch dieser an Spindeln und Ketten in einem schwimmenden Gerüst hängend zur Versenkungsstelle befördert werden. Dort in das Wasser hinabgelassen, würde derselbe bei größerer Tiefe schwimmen und durch Einlassen von Wasser durch das Ventil *a*, Fig. 1004, in den Raum über der Decke auf die Flußsohle gesenkt werden. Wo es die Ufer-Verhältnisse begünstigen, kann man

Fig. 1003.

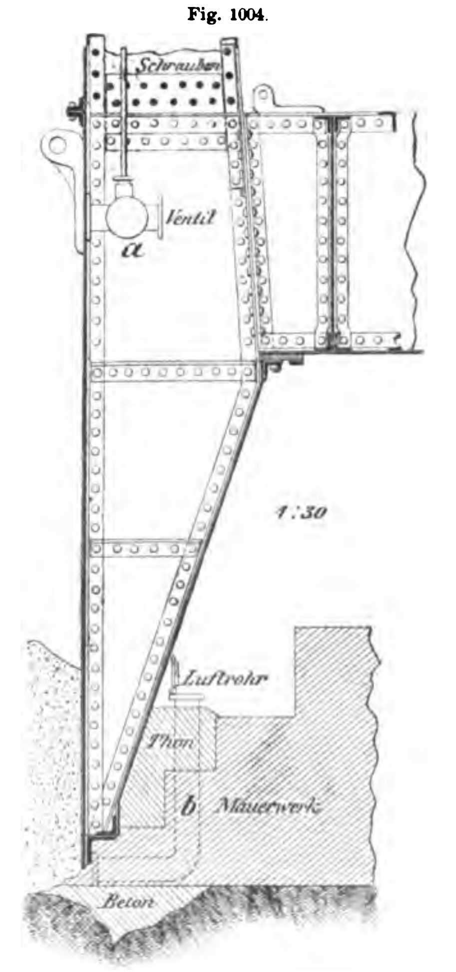


den Senkkasten auch am Lande auf einem Helling zusammensetzen, dann zu Wasser bringen und schwimmend zur Verwendungsstelle befördern.

Fig. 1003 zeigt den Senkkasten während des Betriebes mit verdichteter Luft. Es ist in der Figur außer dem Wasserballast noch eine Belastung durch Steine angedeutet, welche zweckmäßig ist, um genügendes Gewicht zu erhalten. Man kann dieselben aber auch entbehren und, falls es nötig ist, sich dadurch eine größere Belastung verschaffen, daß man durch Pumpen den Wasserspiegel im Raum über der Decke höher hebt als den Außenspiegel. Ist man bis auf den Felsen vorgedrungen, so wird die Reinigung der Oberfläche desselben, sowie die Abdichtung der Sohle vorgenommen. Da bei dem Entwurf des Verfassers eine bedeutend größere Tiefe als bei der Brücke bei Garrit vorhanden war, so mußte, entsprechend dem größeren Wasserdruck, auch die Dichtung eine widerstandsfähigere sein. Es empfiehlt sich in solchen Fällen folgendermaßen vorzugehen:

Man ermittelt zunächst diejenige Stelle der Schneide, welche am höchsten steht, und an welcher infolgedessen fast alle überschüssige Preßluft entweicht. Hier mauert man hart an der Schneide ein kurzes (etwa 1 m langes) gußeisernes Rohr *b*, Fig. 1004, ein, dessen obere Öffnung in irgend welcher Weise wasserdicht abgeschlossen werden kann. Dieser Verschluß bleibt zunächst geöffnet, und man beginnt nun, alle Zwischenräume zwischen dem Fels und der Schneide mit gutem Beton oder Mauerwerk zu schließen. Während dieser Arbeit wird die Preßluft durch das eingemauerte Rohr entweichen können. Hätte man ein solches nicht angebracht, so müßte sie sich durch das frische Mauerwerk Auswege suchen, welche nach Beendigung der Luftdruck-Arbeiten auch von dem Wasser benutzt werden würden, um in die Baugrube zu dringen.

Fig. 1004.

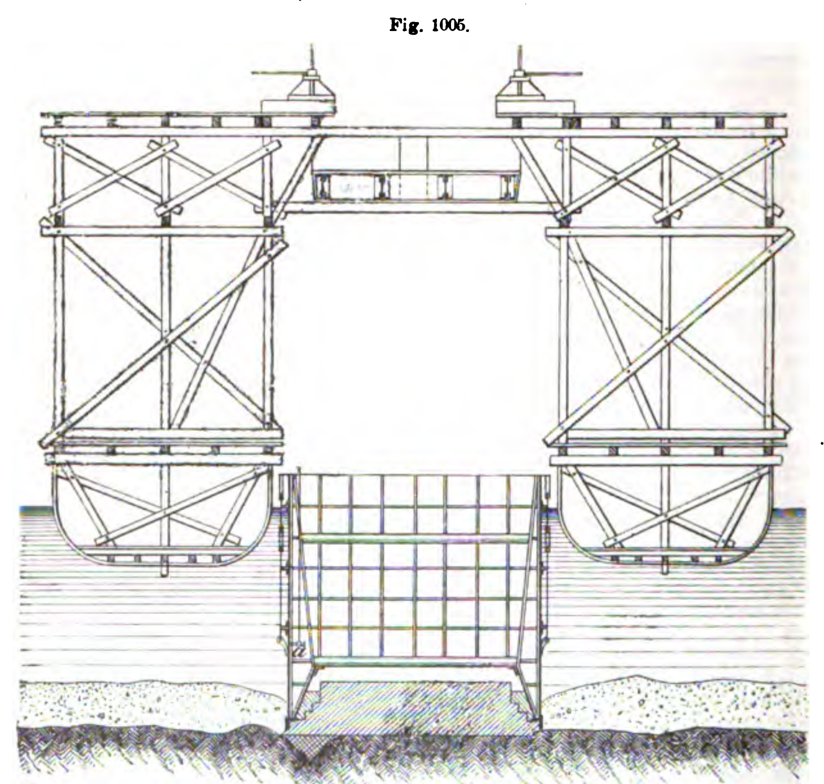


Das Dichtungs - Mauerwerk wird in der verdichteten Luft sehr schnell erhärten, so daß man die Zuführung von Preßluft schon einstellen kann, nachdem etwa 1 bis 1,5 m Höhe des Fundamentes aufgemauert und der Zwischenraum zwischen dem Mauerwerk und der Wand des Senkkastens über dem Dichtungs-Mauerwerk voll Ton gestampft ist, Fig. 1004, 1005. Sobald die Luftpressen aufgehört haben zu arbeiten, schließt man die obere Öffnung des eingemauerten Rohres *b*, pumpt das Wasser über der Decke ab, entfernt Schleusen und Schachtrohre, löst die Decke und lagert sie oben in dem 2. Stockwerk des Gerüstes auf untergeschobenen Hölzern, Fig. 1005. Selbstverständlich muß man die Wände der eisernen Ummantelung rechtzeitig gegeneinander versteifen. Ist endlich das Fundament bis über Wasser fertiggestellt, so wird auch der Mantel in dem schwimmenden Gerüst gehoben, Fig. 1006, und das Gerüst zur Versenkungsstelle eines ferneren Pfeilers bugsiert. Hier wird zunächst die Decke wieder auf den Senkkasten geschraubt und dann wie früher verfahren.

Als Verpackung für die Decke und die verschraubten Stöße der Wände genügt geteerter Filz oder eine mehrfache Lage gut geteerter Leinwand. Um nach vollendeter Gründung das Abheben des eisernen Mantels zu erleichtern, sind die Nietköpfe, so weit sie von dem Dichtungs - Mauerwerk umschlossen werden, also hauptsächlich diejenigen an der Schneide, zu versenken. Außerdem kann man die Eisenteile unten mit Öl oder Talg streichen, damit der Mörtel nicht an ihnen haftet. —

Die älteste Anwendung, mittels gepreßter Luft die Sohle zu dichten und alsdann einen Pfeiler im Schutz eines eisernen Mantels in freier Luft aufzumauern, ist die von Brunel beim Bau der Mittelpfeiler der Saltash-Brücke benutzte. Fig. 1007, 1008 geben das dabei angewendete Verfahren an: Ein Blech-Zylinder wurde durch eine Scheidewand *A* in 2 übereinanderliegende Teile getrennt. Der unter der Decke *A* gelegene schied sich durch eine konzentrische Wand wieder in 2 getrennte Abteilungen *F* und *B*. Der äußere ringförmige Raum *F* bildete nun den eigentlichen Senkkasten, der mit verdichteter Luft gefüllt wurde. An denselben schloß sich das Schachtrohr *D*, welches durch die Decke *A* hindurch nach oben führte und dort 2 kleine Schleusen trug. Das Schachtrohr *D* lag seitlich in einem weiteren Rohr *E*, welches mit dem unteren Raum *B* in offener

Fig. 1006.



Verbindung stand. Der Raum *C* über der Decke *A* war allso allseitig vom Wasser abgeschlossen, und es konnte infolgedessen der Zylinder am Ufer zusammengesetzt und schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht werden. Dort angekommen, senkte man ihn auf den Grund, indem man den Raum *C* voll Wasser ließ. Darauf wurde durch Ausschachtung in verdichteter Luft in dem ringförmigen Raum *F* der Zylinder durch den Schlamm hindurch auf den Felsgrund gesenkt, letzterer geebnet und in dem Raum *F* einige Meter hoch Mauerwerk aufgeführt, um den dichten Abschluß zu bewirken. Dann wurden die Decke *A* sowie beide Rohre *D* und *E* entfernt, der ganze Zylinder wurde leer gepumpt, die Sohle vom Schlamm gereinigt und der Pfeiler aufgemauert. Das in verdichteter Luft hergestellte

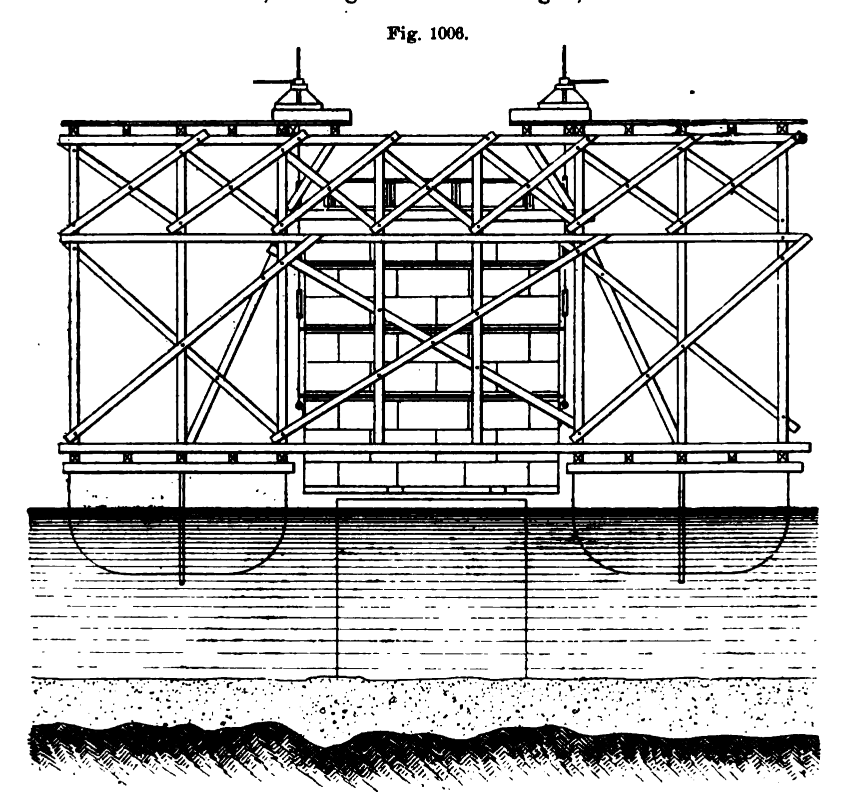


ringförmige Mauerwerk diente dabei als Teil des Fundamentes. Nach Fertigstellung des Pfeilers wurde der obere Teil des Blechmantels von den Punkten *a* an abgeschraubt und entfernt.

Das Eisengewicht dieses Senkkastens betrug nicht weniger als 294 t, wovon allerdings ein großer Teil wiedergewonnen wurde. Man würde indessen jetzt mit weit geringerem Gewicht dieselbe Form auszuführen imstande sein. Auch würde es sich leicht einrichten lassen, daß die Innenwand des ringförmigen Senkkastenraumes ebenfalls wiederzugewinnen wäre, so daß nur der untere Teil der Außenwand bis zu dem Punkte *a* bei einer Gründung verloren ginge. Vergl. auch in Kap. III, Abschn. II, die dort beschriebenen ringförmigen Senkkasten für Ausbesserung von Pfeilern.

In derselben Weise, wie Fig. 998 bis 1002 zeigen, hat man in Frankreich

Fig. 1006.



noch weitere Gründungen mit gutem Erfolge ausgeführt, so unter anderen eine solche in der Maas. Der Mantel des hier benutzten Senkkastens reichte bei der tiefsten Stellung noch über Wasser.

Nach Versenkung des Senkkastens bis zur vorgesehenen Tiefe wurde die Sohle desselben unter Preßluft 1,75 m dick wasserdicht ausgemauert, darauf die Decke entfernt und im Freien weiter gemauert. Länge des Senkkastens 34,32 m, Breite 11,75 m, Höhe 6,30 m, Wassertiefe 5,85 m.[1])

Auch der zweite Teil des Wehres von Coudray ist in dieser Weise ausgeführt, während man bei dem ersten das ganze Mauerwerk unter der

[1]) Näheres Nouv. ann. de la constr. 1888 S. 82 u. f.

Taucherglocke herstellte und zwar aus dem Grunde, weil man fürchtete, die Sohle werde aufbrechen, wenn man das von Montagnier erfundene Verfahren anwendete. Die Decke des Senkkastens lag bei dem Wehrbau zu Coudray aber nicht wie bei Fig. 1000 oben an den Seitenwänden, sondern, wie zuerst vom Verfasser vorgeschlagen (Fig. 1003), nur 2 m über der Schneide, was wegen der Belastung bequemer ist.[1])

Fig. 1007, 1008.

Ferner ist eine in Ann. des trav. publ. 1881 beschriebene Pfeilergründung für eine Brücke über die Dordogne mit wiederzugewinnendem Senkkasten zu erwähnen, welche dadurch interessant ist, daß in dem Felsen, auf dem der Senkkasten stand, Höhlungen vorhanden waren, die man öffnen und ausfüllen mußte. Letzteres geschah, indem Taucher vom Senkkasten aus hinabstiegen und sie mit Steinen aussetzten. Die Luftpumpe für die Taucher saugte aus dem Senkkasten verdichtete Luft und verdichtete dieselbe noch mehr, entsprechend der größeren Tiefe, in der die Taucher arbeiteten.

Eine Gründung, ähnlich der Brunel'schen, ist in New-York für den Drehpfeiler der 7. Avenue-Brücke versucht worden. Der ringförmige Senkkasten war aber dort nicht von Eisen, sondern ganz aus Holz hergestellt (Fig. 1009, 1010). Auch der innere, nach fertiger Senkung entfernbare Boden, durch den die Schwimmfähigkeit des am Ufer hergestellten Kastens bewirkt wurde, bestand aus einem Roste von 26/31 cm starken Hölzern, die 1,22 m von Mitte zu Mitte entfernt lagen und unten einen 7,5 cm starken, wasserdichten Belag erhielten.

Der Versuch mißlang insofern, als es nicht möglich war, den ganzen Innenraum bis auf den Felsen trocken zu legen, nachdem man nur den mit Preßluft gefüllten Ring ausgemauert hatte. Der Felsen war zu rissig, so daß das Wasser aus der Sohle hervordrang. Man mußte daher erst die ganze Sohle unter Wasser betonieren, bevor man zum Auspumpen schreiten konnte.[2]) In diesem Falle wäre ein großer Senkkasten mit abnehmbarer Decke also zweckmäßiger gewesen.

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1885 S. 207.
[2]) Zentralbl. d. Bauverw. 1898 S. 465.

Betreffs **Verwendbarkeit der vorbeschriebenen 3 Ausführungsarten** ist folgendes zu bemerken: Im allgemeinen wird man dieselben nur bei undurchlässigem Baugrund, auf dem nur geringer bis mäßiger Abraum liegt, zur Anwendung bringen können. Im besonderen empfiehlt sich die zuerst beschriebene (französische) Ausführung nur bei mäßigen Tiefen (etwa bis 3 m) und geringem Abraum (bis 1,5 m), die vom Verfasser entworfene bei beliebigen Wassertiefen, aber mäßigem Abraume (ebenfalls etwa 1,5 bis 2 m) und die Brunel'sche bei beliebigen Wassertiefen und größerer Mächtigkeit der abzuräumenden Bodenschicht. Bei letzterer kann offenbar der Senkkasten bis zu den Punkten *a*, in Fig. 1007, in den Boden versenkt werden, ohne daß die Ausführbarkeit beeinträchtigt würde. Außerdem ist die Brunel'sche Anordnung besonders für große Fundamente, z. B. zu Wänden und Häuptern von Schleusen und Trockendocks, empfehlenswert, die man infolge des eingeschränkten Senkkastenraumes mit verhältnismäßig kleinen Luftpressen ausführen kann, während bei kleinen Fundamenten der Verlust des Blechmantels und die Kosten der Zerlegung und Wieder-Zusammensetzung der lösbaren Teile zu neuem Gebrauch sehr bald die Kosten für einen leichten eisernen Senkkasten für jeden Pfeiler wett machen und die für einen gemauerten übersteigen. Besondere örtliche Verhältnisse, wie starke Strömung oder Wellenschlag, können außerdem zugunsten der eisernen Ummantelungen ins Gewicht fallen. —

Fig. 1009.

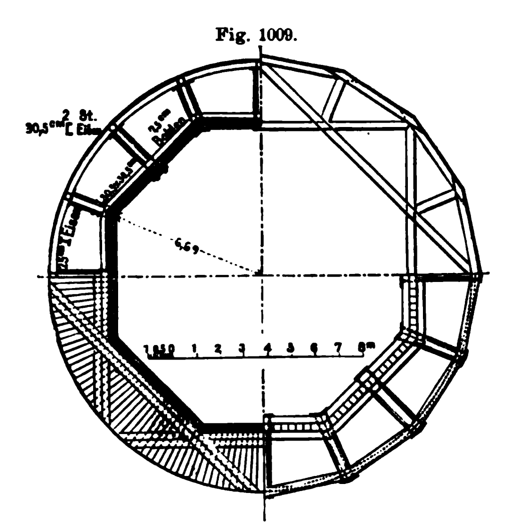
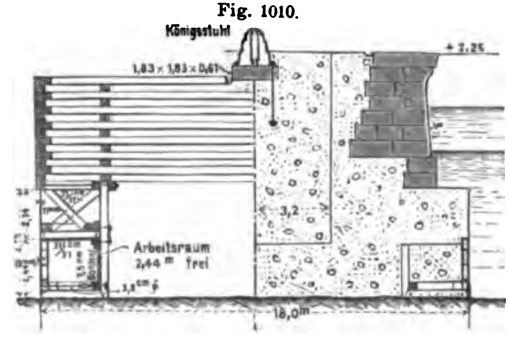


Fig. 1010.

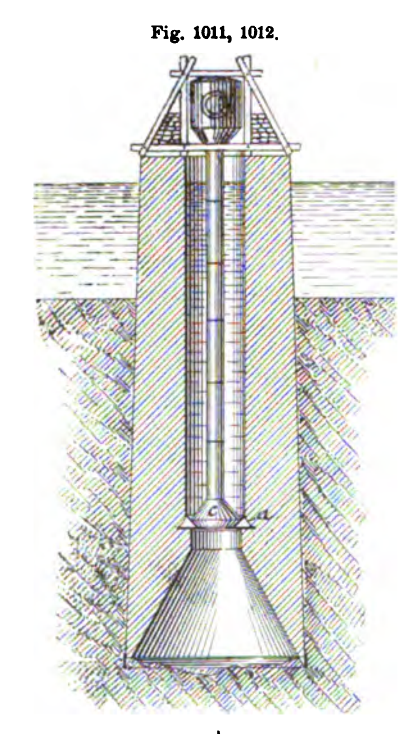


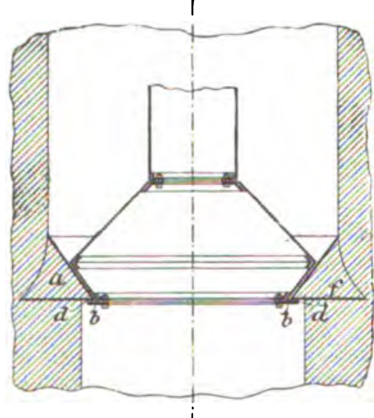
B. Vereinigung der Luftdruck-Gründung mit der offenen Brunnen-Gründung.

Der Entwurf einer derartigen Gründung ist vom Verfasser in einer besonderen Schrift empfohlen und später auch im Zentralbl. d. Bauverwltg. 1884, Nr. 25, mitgeteilt worden. Es soll nach demselben Preßluft zu Hilfe genommen werden, wenn man mit dem Brunnen auf große Steine oder Hölzer trifft, welche anders schwer zu beseitigen sein und die Arbeit sehr aufhalten würden. Die Fig. 1011, 1012 zeigen die Anordnung, welche dies ermöglicht. Das Mauerwerk wird über einem gewöhnlichen Brunnenkranz, wie bei den Senkkasten der Lauenburger Elbe-Brücke, soweit überkragt, daß nur noch ein Schacht von 1,5 bis 2 m Weite übrigbleibt, welcher genügt, um den Boden zu fördern. Letzteres kann entweder ganz durch Bagger oder anfangs durch Ausschachten unter Wasserhaltung geschehen, je nachdem die vorliegende Bodenart es zweckmäßig erscheinen läßt. Am

Schluß der Auskragung wird ein gußeiserner Ring *a* von offenem dreieckigem Querschnitt, Fig. 1012, eingemauert; dieses Stück nimmt das untere Ende der Schachtrohre auf. Will man nun zur Luftdruck-Gründung übergehen (während der Boden bisher durch Bagger gehoben wurde, also der Brunnen voll Wasser steht), so läßt man das Schachtrohr hinunter, wobei die kegelförmige Endigung desselben in den Hohlkegel des Gußstückes *a* gleitet. Da ein genaues Zusammenpassen durchaus nicht nötig ist, brauchen beide Teile nicht bearbeitet zu sein: sie müssen nur genügenden Spielraum haben, um unten nahezu bündig zu werden. Die Nietköpfe in dem unteren Teil des Schachtrohres kann man versenken, oder auch nicht. In letzterem Falle muß man nur den Durchmesser des Gußstückes *a* um die doppelte Stärke der Nietköpfe größer nehmen. Stehen die Schachtrohre, so setzt man oben eine kleine Luftschleuse auf und belastet dieselbe mit Steinen usw., damit sie samt den Schachtrohren nicht durch den Luftdruck gehoben werden kann. Nun kann man zunächst das Wasser aus den Schachtrohren bis zum unteren Rande derselben verdrängen, so daß ein Arbeiter imstande ist, einen platten Ring *b*, Fig. 1012, mit dem unteren Flansch des Schachtrohres so zu verschrauben, daß er unter den Rand des eingemauerten Stückes *a* greift und ein Abheben des Schachtrohres verhindert. Behufs Dichtung der Fuge wird in dieselbe ein Gummiring gelegt und, wo dieser etwa nicht schließt, durch Verstopfen mit Werg und Verschmieren mit Lehm nachgeholfen. Um den Eisenring *b* durch die engen Schachtrohre nach unten bringen zu können, wird derselbe aus mehreren Teilen, die entweder nur einfach stumpf zusammenstoßen oder durch übergelegte Laschen verbunden werden können, gebildet. Ist die Fuge gedichtet, so ist man imstande, den ganzen Brunnen trockenzulegen, wobei man größere Undichtigkeiten im Mauerwerk, sobald sie vom Wasser frei werden, in bequemer Weise mit Lehm oder Zement verstreichen kann.

Fig. 1011, 1012.





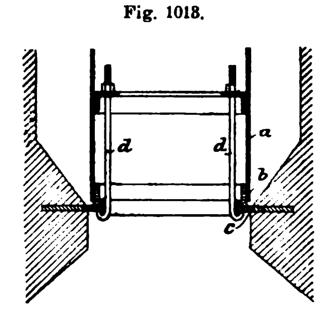
Das Gußstück *a* kann unt. Umst. durch einen einfachen platten Ring *f* aus Eisenblech ersetzt werden, über welchem der niedrige kegelförmig gestaltete Teil in Mauerwerk aus Ziegeln ausgeführt wird. Für die richtige Form dieses Mauerwerkes benutzt man die Schachtrohr-Endigung als Lehre. Auch den Ring *f* fortzulassen und nur mit dem Mauerwerk etwas überzu-

kragen, ist nicht zweckmäßig, weil beim Baggern die scharfe Kante zu leicht abgestoßen werden kann. Hat man vorliegende Hindernisse im Trockenen mit Hilfe von Preßluft beseitigt, so kann man sehr schnell wieder zur gewöhnlichen Brunnen-Gründung mit Baggern zurückkehren, da der Ring *b* sich ebenso leicht lösen wird, wie er zu befestigen war.

Die beschriebene Einrichtung erfordert nur eine ganz einfache kleine Schleuse, enge (etwa 0,7 bis 0,8 ^{m} weite) Schachtrohre und eine kleine Luftpumpe, weil alle diese Geräte nur vorübergehend dienen sollen, also keine Ersatzteile notwendig sind. Die Kosten für deren Neubeschaffung übersteigen für Brunnen bis zu 40 ^{qm} Grundfläche nicht 7000 M., eine Summe, welche ganz, oder, da die Geräte nach beendeter Gründung immer noch Wert behalten, nur mit einem nicht großen Prozentsatz sich auf die ganze Anzahl der bei der Bauausführung zu versenkenden Brunnen verteilt. Außerdem ist für jeden Brunnen noch das Gußstück *a* oder ein Blechring *f* zu beschaffen, letzterer ebensogut aus altem wie aus neuem Eisen. Eine Lokomobile zum Betrieb der Luftpumpe ist oben nicht mit veranschlagt, weil eine solche bei größeren Bauten auch schon für andere Zwecke notwendig ist.

Erwägt man, welche unverhältnismäßigen Zeitverluste und Kosten bei Brunnen-Senkungen oft durch einzelne Hindernisse entstehen, so erscheint die dargestellte Einrichtung, welche die sonst so vorzügliche Brunnen-Gründung wesentlich leistungsfähiger macht, für größere Bauten bei einigermaßen unsicherem Baugrund gewiß empfehlenswert.

Fig. 1018.



Noch bequemer anzubringen und zu lösen als die in Fig. 1011, 1012 dargestellte Verbindung zwischen dem Gußstück im Brunnen-Mauerwerk über der Auskragung ist die in Fig. 1013 dargestellte Vorrichtung. Die Schachtrohrwand *a* trägt unten einen etwas vorragenden Gummiring *b*, der mittels der am unteren Ende hakenförmig gestalteten Schrauben *d* gegen den Gußring *c* gepreßt, die Dichtung bewirkt.

Eine andere Anordnung, welche es ermöglicht, von der Brunnen-Gründung zur Luftdruck-Gründung übergehen zu können, ohne aber die Möglichkeit zu bieten, zu der ersteren wieder zurückzukehren, ist in Fig. 1014, 1015 dargestellt. Man hat diese Einrichtung bei dem Hafenbau in der Charente-Mündung unweit Rochefort in Frankreich angewendet. Es wurden dort Brunnen von rechteckigem Grundriß aus Bruchsteinmauerwerk in der, wie es scheint, in Frankreich beliebten unzweckmäßigen Form ohne Schneide und mit ganz senkrechten rauhen Wänden durch Ausschachten unter Wasserhaltung gesenkt, solange sie sinken wollten. Die ganze Anordnung der Brunnen macht es natürlich, daß die Grenze des Senkens in dieser Weise bald erreicht wird, jedenfalls weit früher, als dies bei nach oben eingezogenen glatten Wänden und bei Anordnung eines Brunnenkranzes mit Schneide geschehen sein würde. Um alsdann zur Luftdruck-Gründung übergehen zu können, hatte man an den Innenseiten der Brunnenwände, 5 ^{m} über der Unterkante derselben, eine Aussparung dreieckigen Querschnittes stehen lassen, Fig. 1014, welche als Widerlager eines Gewölbes dienen sollte, das den Brunnenraum abzuschließen bestimmt war, Fig. 1015. In der Mitte dieses Gewölbes wurde ein Loch von 0,7 ^{m} Durchmesser ausgespart und in dasselbe eine hölzerne, außen mit dünnem Blech bekleidete Form gestellt, gegen welche der Beton gestampft wurde, mit dem man den Hohlraum über dem Gewölbe anfüllte. War die Betonierung bis zum oberen Ende der 2,5 ^{m} langen Form vorgeschritten, so wurde diese höher gezogen und mit dem Betonieren fortgefahren. Auf diese Weise

stellte man den unteren Teil des Schachtrohres bis etwa 2,5 ᵐ von der Oberkante des Brunnens nur aus Beton her. An dieser Stelle mauerte man ein eisernes Schachtrohr von 1,5 ᵐ Höhe mit wagrechter Platte und Konsolen ein, an welche sich die lösbaren Schachtrohre und die Luftschleuse anschlossen. Die Oberfläche des Mauerwerkes bildet eine Höhlung, die voll Wasser gehalten wurde, teils um dadurch das Gewicht zu vermehren, teils um Undichtigkeiten im Füllungsmauerwerk und Beton an den durch das Wasser aufsteigenden Blasen leicht erkennbar zu machen.

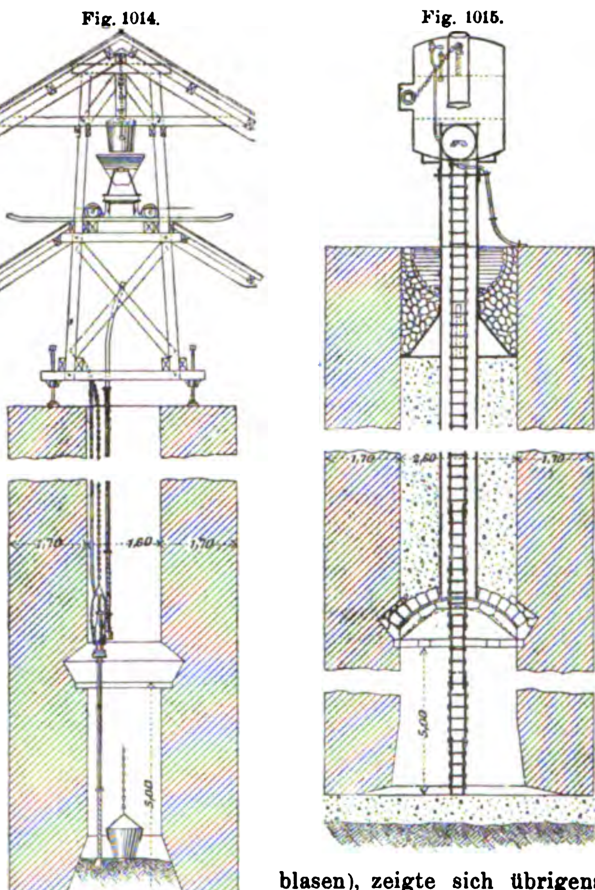


Fig. 1014. Fig. 1015.

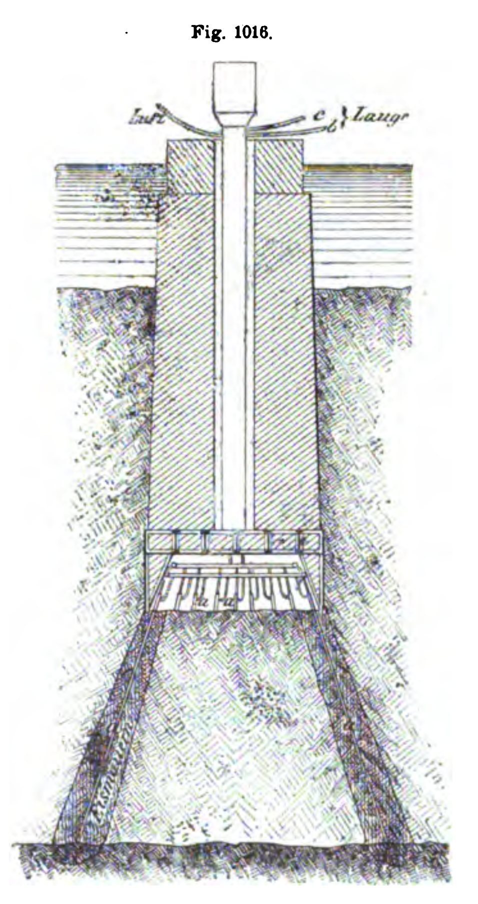
Bei dem ersten Versuch, den in dieser Weise gebildeten Senkkasten mit verdichteter Luft zu füllen (anzublasen), zeigte sich übrigens die Notwendigkeit, die Innenwände mit einem Zementabputz zu versehen, um nur die Arbeitskammer trocken legen zu können.

C. Fortsetzung der Luftdruck-Gründung mittels der Gefrier-Gründung.

Dies Verfahren kann in Anwendung gebracht werden bei Gründungen in so bedeutenden Tiefen, daß eine Anwendung des Luftdruckes nach dem jetzigen Stande unserer Erfahrungen als unausführbar erscheint. Man würde zunächst, Fig. 1016, bis zu einer Tiefe, welche für die Gesundheit ungefährlich ist, mit Hilfe verdichteter Luft einen gemauerten oder eisernen Senkkasten hinabbringen, dann längs der Schneide desselben die Gefrierrohre *a* einschrauben oder einbohren und darauf den in der Figur angedeuteten kegelförmigen Bodenkörper zum Gefrieren bringen. Alle diese Arbeiten würden noch unter Luftdruck geschehen. Erst wenn die Eisumschließung überall an die Senkkastenschneide angeschlossen hat, läßt man die verdichtete Luft entweichen, entfernt die Schleuse und teuft an freier Luft den Schacht in der Frosthülle ab.

Die Zu- und Ableitungsrohre *b* und *c* der kühlenden Lauge müssen also innerhalb der Schachtrohre liegen, aus denen sie dicht unter der Schleuse heraustreten. Das Verteilungs- und Sammelrohr liegt unten an der Decke des Senkkastens und kann schon vor Beginn der Luftdruck-Gründung fertiggestellt werden. Ist der Schacht bis zum festen Grunde ausgeführt, so wird derselbe samt dem Hohlraum des Senkkastens ausgemauert, wobei die früher besprochenen Vorkehrungen gegen das Ausfrieren des Mauerwerkes zu treffen sein werden. Diese Anordnung wird schneller zum Ziele führen, als die Gefrier-Gründung o h n e vorherige Anwendung der Luftdruck-Gründung. Außerdem liegen die Gefrier- und sonstigen Rohre vor dem Eisgange geschützt; man kann also ohne Gefahr in den Winter hineinarbeiten. Auch die Eismaschine findet zum Schutze gegen Eis und gegen treibende Gegenstände einen sicheren Platz unterhalb des aus dem Wasser hervorragenden Pfeilers. Da man einen weit kleineren Frostkörper herzustellen hat, als wenn die Gefriergründung bis oben hin angewendet wird, so wird auch die Herstellung der Frostmauer weniger Zeit in Anspruch nehmen. Um schnell und bequem zum Ziele zu kommen, empfiehlt es sich, eine größere Anzahl engerer Gefrierrohre in geringerer Entfernung voneinander einzutreiben. Bei einem Durchmesser von etwa 70 mm wird man unten geschlossene Rohre verwenden können, die man wie Abessinier-Brunnen einschraubt.

Fig. 1016.

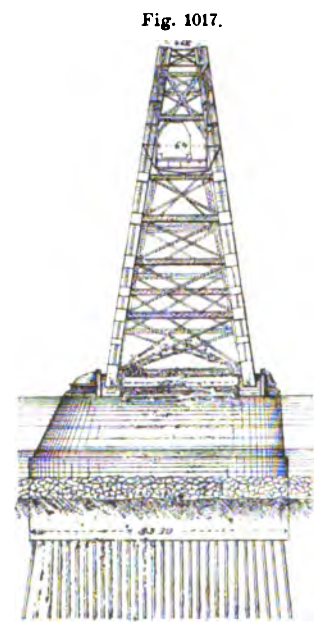


Man könnte der beschriebenen Anordnung den Vorwurf machen, daß dieselbe unverhältnismäßig hohe Kosten für Maschinen erfordere und es deshalb zweckmäßiger sei, die Gefrier-Gründung von Anfang an zu verwenden. Dies ist aber keineswegs unbedingt richtig: Da die Gesamtlänge der Gefrierrohre bei dem beschriebenen Verfahren auf einen Bruchteil derjenigen vermindert ist, welche erforderlich sein würde, wenn man die Gefrier-Gründung von Anfang an anwendete, so braucht auch die erforderliche Eismaschine nur diesen Bruchteil der Stärke zu besitzen, welche im anderen Falle notwendig gewesen wäre. Die an der Eismaschine erzielte Ersparnis wird aber die Kosten der Luftdruck-Einrichtungen übersteigen, sobald die letztere für die größere Tiefe, die Gefrier-Gründung dagegen nur für den kleineren Rest der Gründung zur Anwendung kommt, da die für Luftdruck-Gründungen nötigen Maschinen sowohl an und für sich billiger, als auch leichter wieder zu verwerten sind. Bei sehr großen Fundamenten, die sehr tief in schlechtem Boden stehen, wird das Verfahren also vorteilhaft werden.

In ganz ähnlicher Weise wird man diese Vereinigung auch anwenden können, wenn das Fundament in einem Wasser durchlassenden Grunde stehen bleibt, indem man dann, wie früher angegeben, die ganze Sohle festgemacht.

D. Vereinigung von Luftdruck- und Pfahlrost-Gründung.

Fig. 1017.



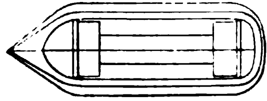
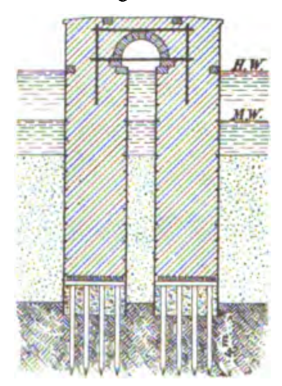


Fig. 1018.



Auch diese Vereinigung hat den Zweck, sehr tief liegenden Baugrund wenigstens mit Pfählen zu erreichen, falls es nicht möglich ist, mit der Luftdruck-Gründung das volle Fundament zu demselben hinabzuführen.

Die älteste Ausführung dieser Art, bei der im Jahre 1857 gebauten Brücke bei Szegedin, ist bereits S. 339 beschrieben worden. Die Versenkungstiefe war hier durchaus nicht so bedeutend, daß nach dem jetzigen Können der Technik eine derartige Vereinigung notwendig erschiene.

In neuerer Zeit hat die Firma Philipp Holzmann & Cie. in Frankfurt a. Main eine ähnliche Anordnung bei der Züricher Kaibrücke angewendet, bei ihrem Konkurrenz-Entwurf für die Donaubrücke bei Czernawoda in Rumänien auch vorgesehen.

Bei der vor etwa 12 Jahren erbauten Züricher Kaibrücke handelte es sich um eine Wassertiefe von 7 ^{m} und schlammigen Untergrund, in welchem 12 ^{m} lange Pfähle (unter Benutzung von Rammknechten) vorgerammt wurden. Auf die Pfähle wurde ein hölzerner Senkkasten gesetzt und etwa 1 ^{m} tief in die Seesohle eingesenkt. Hierauf wurde in dem Senkkasten um die Pfahlköpfe eine hölzerne Umschließung gelegt und diese voll Beton gefüllt. Alsdann wurde der Senkkasten um soviel gehoben, daß man im Anschluß an die unterste Umschließung eine zweite aufbringen und diese ebenfalls voll Beton füllen konnte. Dies Verfahren wurde so lange wiederholt, bis schließlich das Beton-Fundament bis nahe zum Wasserspiegel reichte, wo dann mit dem aufgehenden Pfeilermauerwerk begonnen wurde. Auch hier wäre die Luftdruck-Gründung bis zur vollen Tiefe von 19 ^{m} kaum teurer und jedenfalls solider gewesen.

Bei der Donau-Brücke wurde, wie Fig. 1017 zeigt, beabsichtigt, einen Senkkasten von der Gestalt des ganzen Pfeilers auf einen Pfahlrost zu stellen. In gleicher Weise hat dieselbe Firma die Strompfeiler der Bahnhofs-Brücke in Stettin gegründet. (Deutsche Bztg. 1906 S. 132.)

E. Vereinigung der offenen Brunnen-Gründung mit Pfahlrost-Gründung.

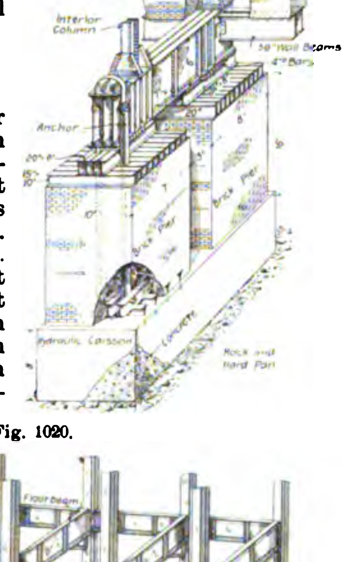
Als Beispiel sei die Sereth-Brücke in Rumänien, Fig. 1018 angeführt.

Sowohl bei der Szegediner als der Sereth-Brücke erfüllte die Anwendung von Pfählen den Zweck, den Baugrund zu verdichten und dadurch tragfähiger zu machen, während man bei der Züricher Kaibrücke,



der Donaubrücke und der Oder-Brücke in Stettin mit den Pfählen den verhältnismäßig tiefliegenden festen Grund erreichen wollte, um die Last des Pfeilers auf denselben zu übertragen. Verfasser sieht nur die Anordnung zu letzterem Zwecke als empfehlenswert an. Anstatt den Baugrund durch eingerammte Pfähle tragfähiger zu machen, empfiehlt sich mehr eine entsprechende Verbreiterung des Fundamentes, dessen Seiten man dann stark einziehen kann, um sich das Senken zu erleichtern, oder in welchem man, wie früher empfohlen, Hohlräume liegen läßt. Anstatt hölzerner Pfähle sind auch eiserne Schraubenpfähle, die man aus mehreren Teilen zusammensetzen kann, mehr zu empfehlen, weil dieselben leichter einzubringen sind.

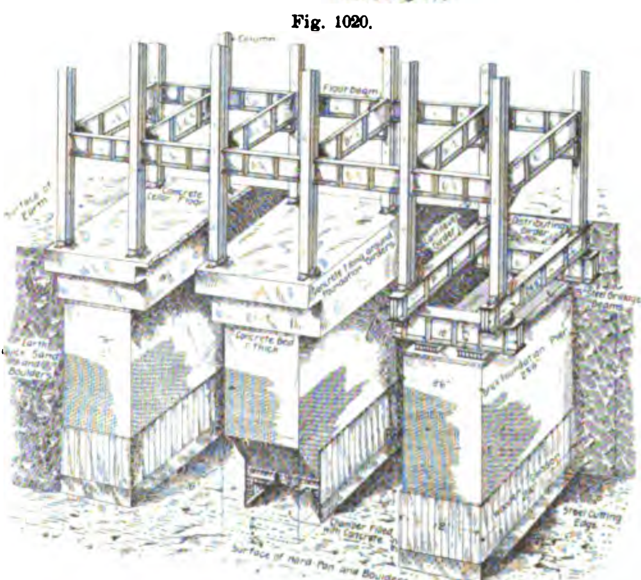
Fig 1019.



F. Preßluft-Gründung in Verbindung mit Eisenbetonplatten.

In welcher Weise die Fundamente der hohen Gebäude in Amerika mit Hilfe von Preßluft hergestellt und durch Eisenbeton-Konstruktionen verbunden und verstärkt werden, zeigen Fig. 1019 und 1020, beides Beispiele aus New-York, welche dem Eng. Record 1898 Bd. 38 S. 191 entnommen sind. Die Senkkasten sind hier von Holz und mit Ziegeln übermauert. Nur die Schneide ist mit Eisen verstärkt. Bisweilen macht man auch die Decke der Arbeitskammer aus Eisen und führt — bei Verwendung von Beton für die Fundamente anstatt des Ziegelmauerwerkes — die Holzwände höher hinauf als hier gezeichnet. In solchem Falle sind auch wohl wagrechte Eisen längs der Holzwände angeordnet, (Bankgebäude in New-York: The Eng. rec. 1901 Vol. 44 S. 291), während die gegenüberliegenden Wände durch hölzerne, später fortzunehmende Steifen verspreizt sind. Das Weitere ergibt sich aus den Abbildg.

Fig. 1020.



G. Vereinigung von Luftdruck-Gründung mit Steinschüttung.

Eine solche war von der Direktion der Novara-Pino-Bahn für eine feste Brücke über die Meerenge von Messina geplant worden. Die geringste

Wassertiefe von 110 m findet sich auf der 4000 m langen Strecke zwischen Ganzirri und Cap del Pezzo. Für die Pfeiler-Fundamente der 1000 m spannenden Bögen (100 m Pfeil) sollten zunächst bis 20 m unter Wasser künstliche Inseln aus Steinschüttung hergestellt werden, auf denen man mittels Luftdruck-Gründung die eigentlichen Pfeilerbauten aufführen wollte. Die Kämpfer der Bögen sollten 10 m über Wasser liegen. Die Pfeilerstärke war in der Richtung der Brückenachse zu 60 m bemessen. Auch bei derartigen Ausführungen wird es nicht nur billiger, sondern auch sicherer sein, wenn man den Kern der künstlichen Inseln aus kleinen bis kleinsten Steinen und Kies herstellt und nur die Hülle aus großen Blöcken, die dem Wellenschlage widerstehen können. Nur wenn der tragende Kern eine möglichst dichte, lückenlose Masse bildet, wird man auf ein mäßiges und vor allen Dingen gleichmäßiges Setzen des fertigen Bauwerkes hoffen dürfen.

H. Das Preßluft-Verfahren zur Hilfeleistung bei dem Eintreiben gußeiserner Rohre und Scheibenpfähle

wurde bei der Carrington-Brücke (Indien) in folgender Weise angewendet:

Da man darauf gefaßt sein mußte, mit den Scheibenpfählen (vergl. Abschn. III H. b. 2. d. Kap. Fig. 548—550) auf Baumstämme zu treffen, hatte man einen Eisenzylinder von 0,91 m innerem Durchmesser, auf dem eine Luftschleuse einfachster Bauweise von 1,06 m Durchmesser befestigt war, Fig. 1021 (aus Minut. of Proc. of the Inst. of civ. Eng. Vol. CL 1902) beschafft. Traf man nun beim Einspritzen eines Scheibenpfahles auf ein Hindernis, so wurde der Pfahl wieder herausgezogen und das Hindernis mit Hilfe des Zylinders wie folgt beseitigt.

Fig. 1021.

Wo man es mit Sandboden zu tun hatte, wurde dieser Zylinder mit Hilfe von Druckwasser versenkt, indem man die Luftschleusen oben abschloß und ebenso das Luftrohr und mit einer Druckwasserpumpe (Fig. 1021) den Zylinder und die Luftschleuse voll Wasser füllte. Der Zylinder sank dann schnell bis auf den Klai, der unter dem Sande jeweils anstand, oder bis auf das zu beseitigende Hindernis. Das Sinken erfolgte meistens ruckweise. Wenn die Wasserpumpe eine Weile gearbeitet hatte und der Druck des Wassers genügend (höchstens bis 10 ℔/□″ = 0,7 kg/qcm) gestiegen war, brach das Wasser unter dem Rande des Zylinders durch, riß den Sand aus dem Zylinder mit sich und dieser selbst senkte sich plötzlich um 60 cm. Hatte man das Hindernis mit dem Zylinderrande erreicht, so wurde mittels Preßluft das Wasser aus dem Zylinder verdrängt, 2 Arbeiter stiegen ein und beseitigten den Baumstamm. War in dieser

Weise Platz für den Röhrenpfeiler geschaffen, so konnte dieser ungehindert eingespült werden.

Derselbe Apparat wurde auch benutzt, um einen Teil der Pfähle mit ihrem Fuße in dem Granitfelsen zu befestigen, wo die denselben überlagernde Sand- oder Klaischicht nicht stark genug schien, um den Röhrenpfeilern gegen seitliches Ausweichen genügenden Halt zu geben. Bestand der überlagernde Boden aus Sand, so wurde der Zylinder, wie oben geschildert, mit Wasserspülung bis auf den Felsen getrieben. Bestand derselbe aber aus Klai, so wurde er mit Hilfe von Preßluft und Ausschachtung versenkt wie bei jeder Preßluftgründung.

Auf dem Grunde des Zylinders wurde ein Loch von 0,90—1,50 m Tiefe in den Felsen gearbeitet, in welches die gußeisernen Rohre, welche die Pfeiler bildeten, ohne Spitze (Fig. 1021 rechts) hineingestellt wurden. Da die einzelnen Rohrenden länger waren als die Schleuse hoch, mußte erst das Rohr voll Wasser gelassen werden, um beide Schleusenklappen öffnen zu können. Damit kein Sand unter dem Rande des Zylinders in diesen eingeschlemmt würde, ließ man das Wasser nicht unter den Zylinderrand eintreten, nachdem man die Luft verdünnt hatte, sondern pumpte dasselbe hinein.

War so ein Rohr in den Zylinder durch das Wasser hindurch hineingesetzt, so wurde das Wasser wieder durch Preßluft verdrängt, 2 Arbeiter schleusten ein, stellten das Rohr in die richtige Lage und betonierten den Fuß unten in den Felsen ein. War ein zweites Rohr auf das untere aufgeschraubt, so daß die Säule über den äußeren Wasserspiegel reichte, so wurde der Zylinder mit Schleuse abgehoben, wonach sich der Boden wieder unten um das eingesetzte Rohr schlämmte.

Der Wasserdruck zum Einspülen des Zylinders stieg selten über 5 ℔ für 1 □″ (0,35 kg/qcm), und die Zeit, welche erforderlich war von der Inbetriebsetzung der Pumpe bis zu dem Augenblicke, wo der Mann 4,25 m unter dem Wasserspiegel bei 2,75 m Mächtigkeit der Sandschicht unten auf dem Felsen stand, betrug 30 bis 45 Minuten.

Der geringe Durchmesser des Zylinders erschwerte die Arbeit. Ein Durchmesser von 1,22 m (4′) wäre zweckmäßiger gewesen. Die Maschinen-Einrichtung hätte auch für diese Weite gereicht. Die Größe der Maschinen war:

	Wasserpumpe		Luft-Kompressor	
	Dampfzylinder	Pumpenzylinder	Dampfzylinder	Luftzylinder
Zylinderdurchmesser	2 je 10″ (255 mm)	2 je 6″ (152 mm)	1 je 10″ (255 mm)	1 je 10″ (255 mm)
Hub	10″ (255 mm)	10″ (255 mm)	12″ (305 mm)	12″ (305 mm)
Kessel	12 HP für beide Pumpen			

J. Vereinigung von Pfahlrost und Sandschüttung.

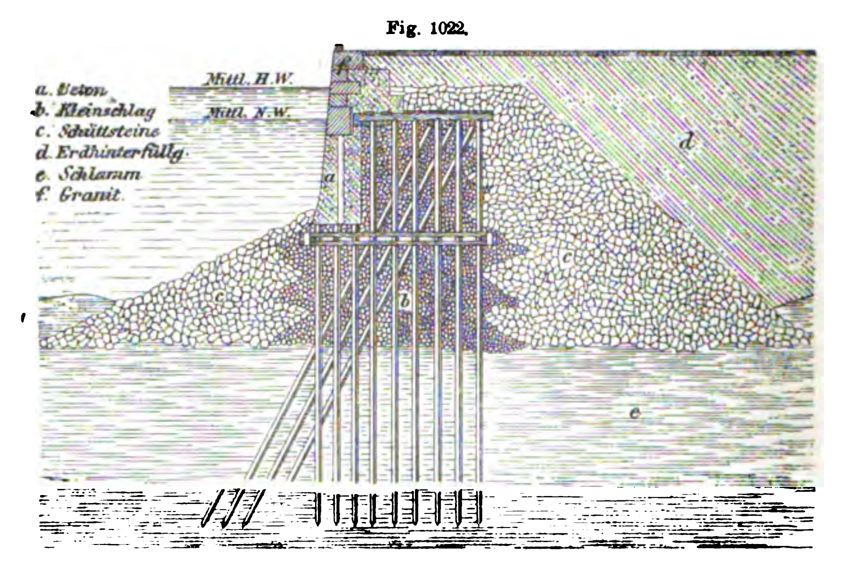
Diese Bauweise ist vor etwa einem Jahrzehnt in Koepenick beim Bau der Pfeiler gewölbter Brücken über die Dahme und Spree angewendet. Der feste Baugrund war hier (bis 14 m unter Wasser) von einer bis 8 m starken Schlammschicht überlagert. Man verdrängte zunächst den Schlamm zum Teil durch eine starke Sandschüttung, die man bis etwa 2 m unter Mittelwasser aufhöhte, was wegen der unbedeutenden Strömung zulässig war. In den Sand rammte man dann die Rostpfähle und um diese herum die Spundwände. Die Pfähle zogen anfangs in dem losen Sande sehr, bald aber verdichtete ihre wachsende Zahl denselben bedeutend, so daß schwerere Rammen verwendet werden mußten. In die Spundwand ist dann um die Pfahlköpfe herum Beton geschüttet, der das aufgehende Mauerwerk trägt.

Eine schwache Steinschüttung umgibt jedes Fundament. Das Verfahren empfiehlt sich nur in sehr ruhigem Wasser.

K. Vereinigung von Pfahlrost und Steinschüttung.

Eine derartige Gründung ist im Hafen von New-York zur Anwendung gebracht, Fig. 1022. Die Baugrube wurde zunächst bis zur erforderlichen Tiefe ausgebaggert; dann wurden die Pfähle eingerammt und durch Taucherarbeit verbunden. Nunmehr erfolgte das Abschneiden der drei vorderen Pfahlreihen unter Wasser mit Kreissägen, sowie das Aufbringen des über Niedrigwasser liegenden oberen Rostes, und endlich wurde die Steinschüttung lagenweise ausgeführt, so zwar, daß zwischen den Pfählen Kleinschlag, außerhalb derselben dagegen größere Schüttsteine abgestürzt wurden. Nachdem die Schüttung zwischen den vorderen Pfahlreihen durch Taucher eingeebnet war, erfolgte die Versetzung der künstlichen Betonblöcke, welche das ausgehende Granitmauerwerk tragen. Der als Hintermauerung dienende Betonkörper wurde an Ort und Stelle durch Schüttung hergestellt. Zur Hinterfüllung verwendete man Ausschachtungsboden, Bauschutt und Baggererde, falls letztere nicht allzu flüssig war.

Fig. 1022.



An einigen Stellen haben sich Bewegungen in der Ufermauer gezeigt, welche den bauleitenden Ingenieur veranlaßten, die Einsetzung eines Sachverständigen-Ausschusses zu beantragen, der die bisherige Ausführung prüfen und erforderlichenfalles Abänderungs-Vorschläge machen sollte. Die Untersuchung ergab, daß die Bewegung nur in einer stellenweisen Vorschiebung der ganzen Mauer, einschließlich des Fundamentes, bestand, daß dagegen eine Neigung zum Kippen sich nirgends kundgegeben hatte. Da solche Verschiebungen in weichem Boden überhaupt nicht zu vermeiden seien, so empfahl der Ausschuß die Beibehaltung der gut bewährten und verhältnismäßig billigen Herstellungsweise. Verfasser möchte hiergegen hervorheben, daß, wenn der Pfahlrost, und namentlich die schrägen Strebepfähle sich wirksam gezeigt hätten, ein Vornüberneigen der Mauer hätte stattfinden müssen. Da dies nicht der Fall gewesen, also alle Pfähle an der Vorwärtsbewegung teilgenommen haben, müssen dieselben überflüssig erscheinen; eine Gründung auf einfacher Steinschüttung würde genügt haben. Um das Gleiten der ganzen Steinschüttung auf dem Schlamm infolge des Erddruckes zu verhindern, würde man die gleitende Fläche vergrößern müssen. Dies erreicht man durch Verbreiterung der Sohle der

Steinschüttung, oder durch Verankerung des Steindammes mit dem Hinterfüllungsboden, wodurch ein Teil des letzteren mit dem Fundamente gleichsam vereinigt wird. In holzarmen Gegenden wird man daher den Pfahlrost lieber fortlassen.

L. Sandschüttung, Faschinen und Steinschüttung

sind bei einem Molenbau im Kieler Hafen vereinigt. Eine teilweise sehr mächtige (bis 15 m) Schlammschicht wurde zunächst durch eine Sandschüttung teils verdrängt, teils verdichtet. Der Sand lagerte sich dabei, wie Bohrungen ergaben, mit 5facher Böschung, und verdrängte den Schlamm erklärlicherweise desto gründlicher, je tiefer derselbe, je höher also der Damm war. Auf die Sandschüttung wurden 20 m breite, nur mit Sand beschwerte Sinkstücke gelegt und durch diese hindurch im Abstande von 10 m zwei Reihen starker Pfähle gerammt. Die Pfähle standen in den Reihen nur 0,5 m von Mitte zu Mitte entfernt, waren 1 : 8 geneigt und bildeten die äußere Begrenzung des Molenfußes. Sie reichen nur bis 0,5 m über Mittelwasser, damit sie nicht faulen. Vor die Pfahlköpfe der Reihen wurden alte Eisenbahnschienen gelegt und die Schienen beider Reihen dann in Abständen von je 2,5 m durch alte Ankerketten (mindestens 5 cm stark) miteinander verbunden. Der Zwischenraum zwischen beiden Pfahlreihen bis Mittelwasser wurde mit großen Findlingen gefüllt, während über denselben die Außenseiten der Mole durch an Ort und Stelle zwischen Bretterwänden hergestellte Betonblöcke gebildet wurden. Die Hinterfüllung der Blöcke bestand aus Ziegelbrocken und Kies. Die Stoßfugen der Betonblöcke wurden nicht ausgefüllt, um die zu erwartenden starken Setzungen unschädlich zu machen. Solche traten im Laufe der Jahre namentlich an den flacheren Stellen (wo der Schlamm nicht bei Seite gedrückt war) bis zu 0,9 m ein, sind aber gegenwärtig unbedeutend und ziemlich gleichmäßig. An einzelnen Stellen haben sich die Betonblöcke auf die Ketten gesetzt und diese zerrissen, da man nicht genügend Spielraum über denselben gelassen hatte. Es empfiehlt sich daher, in Fällen, wo starkes Setzen zu erwarten ist, die Blöcke über den Ketten nicht durchzuführen, sondern eine durchgehende Stoßfuge zu lassen. Die Ketten haben dann nur die Hinterfüllung aus Ziegelbrocken und Kies beim Setzen des Dammes zu durchschneiden.[1])

M. Vereinigung von liegendem Rost und Betonschüttung.

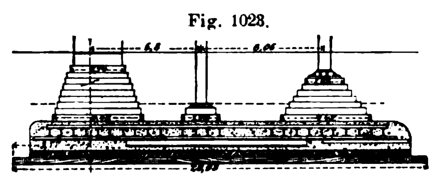
Eine solche wandte v. Ferstel bei der Gründung des Verwaltungsgebäudes für den österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest an, Fig. 408, S. 205. Indessen erscheint es nicht zweckmäßig, daß die Scheidemauern nur auf Bögen stehen, welche die Hauptmauern miteinander verbinden. Das vierteilige Fundament ist 3,25 m tief. Die unterste 1 m starke Schicht ist durch einen starken Rost aus Lärchenholz gebildet, der eine Betonschicht trägt. Da der Rost nur wenig breiter als die Betonsohle ist, so erfüllt er hauptsächlich den Zweck, für den noch losen Beton eine feste Unterlage zu bieten. Auf der Betonschicht liegen 2 Schichten aus Massegno-Blöcken, einem Stein, der in Platten bis 2 m Länge und 0,5 m Stärke bei Triest bricht, und auf diesem endlich ruht das Bruchstein-Mauerwerk. Die Größe der einzelnen Fundamentflächen ist möglichst entsprechend dem Wechsel in der Tragfähigkeit des Baugrundes gewählt worden. Die durchschnittlich 15 cm betragende Setzung des Gebäudes zeigte anfänglich 6 cm als größten Höhenunterschied, später, nach Anbringen der Steinverkleidung, etwas mehr. Diese Verhältnisse sind mit Rücksicht auf den Umstand, daß der Baugrund bis 29 m Tiefe aus Meeresschlamm besteht und benachbart stehende Gebäude bedeutende Unterschiede in der Höhenlage der Gliederungen zeigen, als günstige zu bezeichnen. Trotzdem ist Verfasser der

[1]) Fortschritte der Ing.-Wissenschaften, Seekanäle, Strommündungen und Seehäfen S. 102 u. f.

Ansicht, daß das Ergebnis noch besser ausgefallen sein würde, wenn man auch unter den Scheidewänden durchgehenden Rost mit darüberliegenden umgekehrten Gewölben angewendet hätte.

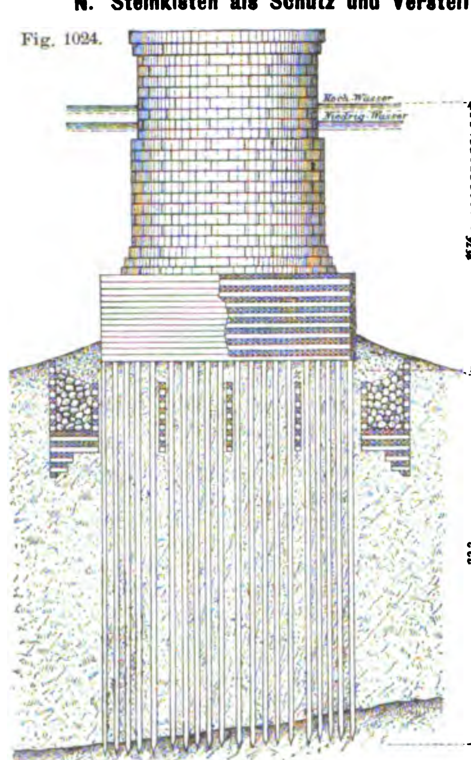
Eine großartige Bauausführung mit liegendem Rost und Beton ist im Engineering 1891 April, S. 394 und 395 abgebildet und S. 400 beschrieben. Es handelt sich um die Gründung des Auditorium-Gebäudes in Chicago. Des leichteren Verständnisses wegen zeigt Fig. 1023 eine der in der Quelle enthaltenen zahlreichen Abbildungen. Auf doppeltem Roste von sich kreuzenden, dicht an dicht liegenden Hölzern von $^{30}/_{30}$ cm Querschnitt ist eine Betonschüttung von 1,33 m aufgebracht, in welche starke I-Eisen (28 cm) und Eisenbahnschienen eingelagert sind. Die unter den Längswänden durchlaufenden I-Schienen sind an den Stößen verlascht. Die Betonmischung bestand aus 2 T. grobem Steinschlag, 3 T. feinem Steinschlag, 2 T. grobem, 1 T. feinem Sand und 1 T. Zement. Diese Mischung grober und feiner Teile ist für die Festigkeit sehr zweckmäßig. Derartige Ausführungen sind in Amerika sehr häufig gemacht.

Fig. 1023.



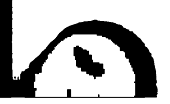
N. Steinkisten als Schutz und Versteifung anderer Gründungsarten.

Fig. 1024.



Eine Verbindung von Pfahlrost, Schwimmkasten (Senkkasten mit unterem Boden und abnehmbaren Wänden), sowie Steinkisten zum Schutze und Zusammenhalten des ganzen Fundamentes zeigt nachstehendes Beispiel.

Bei außerordentlicher Tiefe in Verbindung mit niederem Pfahlrost und einem eigentümlichen, die Pfahlköpfe umschließenden Rahmen ist diese Gründungsart für die Pfeiler der Themse-Brücke bei Neu-London (Connecticut) angewendet. Der tragfähige Baugrund lag 36 bis 40 m unter gewöhnlichem Niedrigwasser. Die Pfähle mußten also ebenso tief unter N.W. geschlagen und 14 bis 18 m unter N.W. abgeschnitten werden. Da sie fast auf ihre ganze Länge im Schlamm standen, mußte man dafür sorgen, daß sie oben gut gehalten wurden. Zu diesem Zwecke baggerte man an den Stellen, an welchen Pfeiler gebaut werden sollten, zunächst 5,5 bis 7 m tief unter die Flußsohle hinabreichende Gruben, deren Sohlen also 17,6 bis 23,4 m unter N.W. lagen. In diese Gruben wurden Rahmen mit doppelten, steingefüllten Außenwänden hinabgesenkt, deren einzelne durch Quer- und Längswände, aus



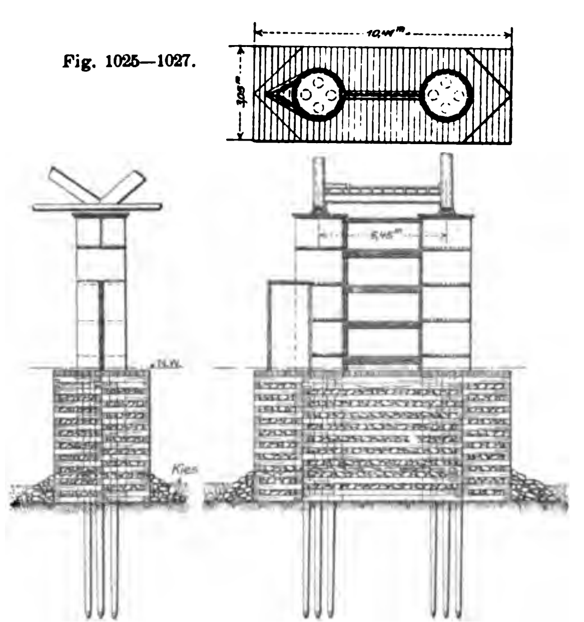
übereinander liegenden Balken hergestellte Abteilungen die oberen Teile der Pfähle umschlossen. Fig. 1024 zeigt den Kasten des Drehbrücken-Pfeilers im Querschnitt (Grundfläche 21,6 × 21,6). Die 16 Zellen desselben messen 3,66 × 3,66 m im Grundriß und nahmen je 40 Pfähle auf. Die Höhe des Rahmens betrug 7 m. Das Versenken des Rahmens sowie das Rammen der 26 bis 29 m langen Pfähle mit Hilfe von 4 bis 11 m langen Jungfern wurde von Schiffen aus vorgenommen. Desgleichen das Abschneiden der Pfähle, welches 15,5, bei hoher Flut sogar 18,3 m unter Wasser vorgenommen werden mußte. Beim Abschneiden mußten vielfach Taucher beschäftigt sein, da namentlich das Ansetzen der Säge Schwierigkeiten machte.

Nach Fertigstellung der Rammarbeiten wurde der Raum zwischen den Pfählen und um den Rahmen mit Kies gefüllt. (Besser wäre Beton wenigstens zwischen den Pfählen gewesen.)

Das Pfeilermauerwerk wurde dann in großen Schwimmkasten mit abnehmbaren Seitenwänden hergestellt und auf die Pfahlköpfe versenkt (vergl. II Kap. IV).

Die Abmessungen dieses Schwimmkastens für den Drehbrückenpfeiler waren 15,24 × 15,24 m Grundfläche und 18 m Höhe bei 7,16 m Dicke des aus übereinandergelegten Balken bestehenden Bodens.

Fig. 1025—1027.



Eine eigentümliche Pfeiler-Konstruktion für eine Brücke über den Mohawk (Amerika) zeigt Fig. 1025—1027 (aus Eng. rec. 1901 Bd. 44 S. 54). Die Pfeiler bestehen aus 2 eisernen Zylindern, die durch eine bis nahe zum Niedrigwasserstande hinabreichende Eisenwand gegeneinander ausgesteift sind. Je 4 Pfähle, welche bis nahe an das Niedrigwasser hinaufreichen, dienen als Fundament der Zylinder, die selbst nur durch die obere Kiesschicht des Flußgrundes bis zum festen Baugrunde eingesenkt und ganz mit Beton gefüllt sind. Um die Zylinder herum, zur Aussteifung derselben, ist dann eine gemeinsame Steinkiste, die ebenfalls fast bis zum N.W. reicht, angeordnet, sowie außerhalb derselben noch eine Steinpackung. In Gegenden mit niedrigen Stein- und Holzpreisen wird die Ausführung für leichte Brücken zweckmäßig sein. Sie erfordert aber wegen der Eisenverbindung zwischen den Säulen durch häufige Anstriche mehr Unterhaltungskosten als massive Pfeiler. Auch ist die Aussteifung durch die Steinkiste immer etwas nachgiebiger als eine massive Pfeilerverbreiterung. In derselben Weise lassen sich auch zylindrische Pfeiler durch Steinkisten aussteifen, wenn sie auf Fels, der wenig unter der Flußsohle ansteht, gegründet sind. Den Felsen muß man selbstverständlich für die zylindrischen Pfeiler und die Steinkisten von dem darüberliegenden Boden reinigen, damit beide Konstruktionen fest aufstehen. Anderseits kann man eiserne Senkkasten

ohne Boden von der Gestalt eines Brückenpfeilers versenken und sie innen mit Pfahlrost (bis zur Höhe von N.W. reichend) ausstatten, wenn ein weicher Baugrund vorliegt (Eng. news 1902 Bd. 48 S. 379).

III. Kapitel.

Verschiedenes.

I. Schutz der Fundamente gegen Unterspülung und Nässe.

A. Schutzmittel gegen Unterspülungen.

Literatur.

Kettensteinwürfe: Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891 S. 334, 479. — Versuche von Prof. Engels über die Anordnung von Steinwürfen bei Brückenpfeilern: Zeitschr. f. Bauw. 1894 S. 407; Civilingenieur 1895 S. 14. — Desgl. Deutsche Bauztg. 1894 S. 547. — Bewegung von Geschieben im Rhein: Deutsche Bauztg. 1883 S. 331. — Sicherung von Pfeiler-Fundamenten durch Senkfaschinen: Zeitschr d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1872 S. 85, Railroad gaz. 1898 S. 718. — Vorsichtsmaßregeln gegen Klaffen von Fugen bei Staumauern: Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 191; 1889 S. 397; Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889 S. 2; Eng. news 1888 I S. 7; II S. 490; Engineer 1887 S. 189 u. 208; Glasers Ann. Bd. 23 S. 129.

Der Verhütung der Möglichkeit, daß sich unter der Fundamentsohle Wasseradern hinziehen, welche durch Fortspülen des Bodens ein Setzen und schließlich die Zerstörung des Bauwerkes herbeiführen können, muß die größte Aufmerksamkeit zugewendet werden. Die Wasseradern werden um so gefährlicher sein, je höher der Druck ist, unter welchem sie fließen. Aus diesem Grunde (und dem anderen, um Wasserverlusten vorzubeugen), hat man bei Talsperren, selbst bei solchen, die auf felsigem Untergrunde stehen, darauf zu achten, daß alle etwaigen Risse im Gestein sorgfältig mit wasserdichtem Mauerwerke oder Mörtel ausgefüllt werden. Sind die Risse zu eng, um sie genügend sicher füllen zu können, so muß man dieselben bis zu ihren äußersten Grenzen erweitern, und mit Mauerwerk füllen. Fig. 1028 gibt einen Querschnitt der Talsperre des Kanales de l'Est zu Epinal; der verzahnungsartig in den Baugrund einbindende Mauerkörper trägt gleichzeitig zur Verhütung des Gleitens der Mauer auf der Sohle bei.

Fig. 1028.

Bei weicheren Bodenarten und weniger starkem Wasserdruck (z. B. für die Fundamente von Futtermauern und Schleusen), ist als wirksamstes Mittel bereits das Schlagen von Spundwänden mitgeteilt, das auch bei Pfeilern in Flüssen häufig angewendet wird. Wo das Fundament von fließendem Wasser umgeben ist, hindert zwar eine Spundwand, daß der Boden unter dem Fundamente fortgespült werde, nicht aber, daß dies auch seitlich geschehe. Ein häufig angewendetes Schutzmittel bilden Steinschüttungen oder Abdeckungen der Flußsohle mit Senkfaschinen. Bei Steinschüttungen kommen in die obere Lage die schwersten Steine. Wo es möglich ist, pflastert man auch die Schüttung regelrecht ab, wobei man die Steine in Mörtel oder auch nur in Ton verlegt. Unter Wasser hat man bei einer Brücke zu Plymouth die Steinschüttung in der Weise ausgeführt, daß man zunächst um den Pfeiler herum 0,5 bis 0,6 ^{m} starke Lagen von Ton schüttete und in diese hinein Bruchsteine von verschiedener Größe bis zu 100 ^{kg} Gewicht bettete.

Bei Seebauten müssen die obersten Schichten des starken Seeganges wegen aus großen künstlichen Blöcken gebildet werden. In fließendem



Wasser vertieft man in der Regel, um das Durchflußprofil nicht zu verengen, die Sohle an der Stelle, wo die Steinschüttung ihren Platz finden soll, und höht dann dieselbe durch die Steine wieder auf, wie dies Fig. 441 S. 232 zeigt.

Unter den Steinarten eignen sich zu Schüttungen diejenigen am besten, welche ein hohes Gewicht haben; desgleichen sind eckige flache Steine den runden vorzuziehen. Die notwendige Größe der Steine richtet sich bei Schüttungen in fließendem Wasser nach der größten vorkommenden Stromgeschwindigkeit. Bezeichnen: v die Geschwindigkeit des Wassers, mit welcher es den Stein trifft, a die Seite des als Würfel gedachten Steines, $\gamma_{,}$ das Gewicht seiner Raumeinheit (ohne Abzug des Gewichtsverlustes im Wasser), γ das Gewicht der Raumeinheit des Wassers, g die Beschleunigung der Schwere, so ist der Stoß, den das Wasser ausübt, bekanntlich: $a^2 \gamma \frac{v^2}{2g}$, das Gewicht des Würfels aber: $a^3 (\gamma_{,} - \gamma)$, und der einer Bewegung desselben entgegengesetzte Widerstand $= f a^3 (\gamma_{,} - \gamma)$, wenn f den betr. Reibungswiderstand bedeutet. Der Stein wird also in Ruhe bleiben, so lange: $a^2 \gamma \frac{v^2}{2g} \leqq f a^3 (\gamma_{,} - \gamma)$ oder: $\gamma \frac{v^2}{2g} \leqq f a (\gamma_{,} - \gamma)$. Daraus ergibt sich die notwendige Seitengröße des Steinwürfels zu: $a \geqq \frac{\gamma v^2}{2 g f (\gamma_{,} - \gamma)}$.

Nach Leslie werden Geschiebe noch eben bewegt, wenn $v = \sqrt{a}$ oder: $a = 0{,}097\ v^2$ ist. Aus beiden Werten von a würde sich, wenn man ein Gewicht der Geschiebe von $\gamma_{,} = 2500$ kg/cbm annimmt: $f = 0{,}35$ ergeben, und es wäre:

$$\text{I.}\quad a \geqq \frac{1000\ v^2}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}35\ (\gamma_{,} - 1000)} \geqq \frac{145{,}5\ v^2}{\gamma_{,} - 1000} \text{ zu nehmen.}$$

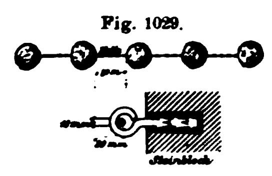
Versteht man unter v die Geschwindigkeit des Wassers *an der Oberfläche*, die stets wesentlich größer als auf der Sohle ist, und unter a die *kleinste* Seitenlänge der Schüttsteine, so wird man vor dem Fortbewegen derselben durch die Strömung sicher sein, wenn man bei *beliebigem* Schüttungsmaterial (auch Ziegelbrocken) a nach Formel I. wählt. Ebenso, wenn man bei *natürlichen* Steinen, wie Kalkstein, Granit oder Porphyr, deren spezif. Gewicht 2,3 bis 2,5 ist, $a \geqq 0{,}1$ bis $0{,}12\,v^2$ macht.

Sind größere Steine zu kostspielig, so verwendet man vorhandene kleinere in *Senkfaschinen*, wiewohl diese Art des Schutzes der Sohle nicht so sicher ist als diejenige durch einfache Steinschüttung, weil die Faschinen leicht zerstört werden. Bisweilen sichert man auch die Steinschüttung und namentlich die Senkfaschinen noch durch Pfahlwerke. Man schlägt zu diesem Zwecke um die Fundamente herum Pfähle, deren Zwischenräume mit Steinen oder Faschinen gefüllt werden. Diese Pfähle bieten den Schüttungen großen Halt, können aber in Flüssen mit lebhafter Schiffahrt den letzteren gefährlich werden, wenn sie nicht ausreichend tief abgeschnitten sind. Beim Bau der Forts auf dem Langenlütjensand in der Wesermündung ist zur Sicherung des Fußes der Böschung und gleichzeitig zum Tragen der Befestigung dieser Böschung eine breite mehrfache Lage von Faschinen gelegt worden. Durch diese greift eine von Schrägpfählen gestützte Spundwand, und zu noch größerer Sicherung der Spundwand ist diese in Abständen von je etwa 6 m durch *Ketten* verankert, welche zu Pfählen führen, die 11,3 m hinter der Fußlinie der Böschung geschlagen sind.

Zur Ausfüllung von Kolken und zur Sicherung gewöhnlicher Steinschüttungen um Brückenpfeiler empfehlen sich sogen. *Kettensteinwürfe*. Es ist zweckmäßig, die Ketten aus nahezu gleich großen Steinen, die miteinander durch 1 m lange Ketten verbunden werden (Fig. 1029) herzustellen und sie in zwei sich rechtwinklig kreuzenden Lagen um die zu schützenden

Pfeiler zu versenken, so daß sie eine Art Rost über der gewöhnlichen Steinschüttung bilden, welcher diese schützt.

Fig. 1029.



Über zweckmäßige Lage und Form der Steinschüttungen um Brückenpfeiler in fließendem Wasser war man früher wegen mangelnder Versuche im unklaren. Professor Engels in Dresden hat diese empfindliche Lücke durch die wertvolle Arbeit: „Schutz von Strompfeiler-Fundamenten gegen Unterspülung“ ausgefüllt. Das Ergebnis seiner Versuche war folgendes: 1. die Hauptgefahr der Unterspülung trifft nicht die Hinterköpfe, sondern die Vorköpfe der Pfeiler, 2. die Notwendigkeit, den Hinterkopf der Pfeiler durch Steinwurf gegen Unterspülung zu schützen, nimmt unter sonst gleichen äußeren Umständen (Form des Pfeilers) in etwa demselben Maße ab, als das Verhältnis der Pfeilerlänge zur Pfeilerbreite zunimmt. 3. Bei dreieckigen Vorköpfen ist besonders der Übergang aus dem Vorkopf in die Pfeilerlängsseiten (*a a* in Fig. 1033) durch Steinwurf zu schützen: es sind daselbst die schwersten Steine (oder Kettensteine) zu lagern. Die Zuschärfung der Vorkopfspitze hat einen wesentlichen Einfluß auf die Verminderung der Auskolkung. 4. Bei runden

Fig. 1030. Fig. 1031.

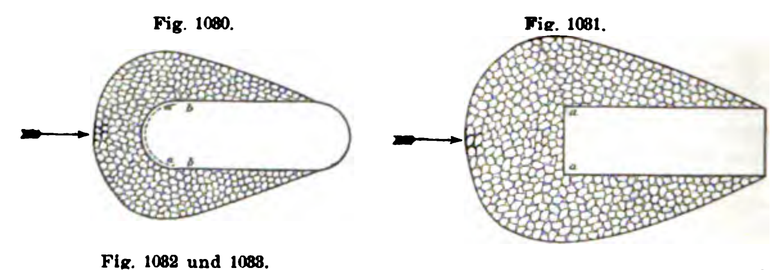
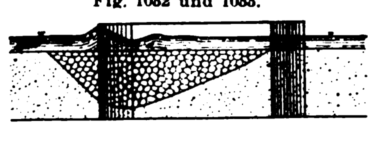
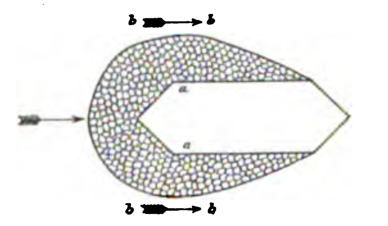


Fig. 1032 und 1033.





Vorköpfen (Fig. 1030) ist besonders der stromwärts gelegene Teil *a a* des Vorkopfes zu schützen. 5. Die Form des Hinterkopfes hat auf die Gestalt der Auswaschung keinen Einfluß von praktischer Bedeutung. 6. Der Steinwurf ist nicht über die Flußbettsohle hinaus zu erhöhen, dafür aber bis in gehörige Tiefe, wenn nötig unter vorhergehender Baggerung (Fig. 1032) hinabzuführen.

Was die Tiefe der Steinschüttung betrifft, so ist dieselbe nach Fig. 1032, in welcher die ganze beobachtete Auskolkung durch Steinschüttung ersetzt ist, wohl etwas reichlich bemessen. Ist die Oberfläche im Umkreise der Pfeiler nach Fig. 1030—1033 vollkommen gegen Forttreiben durch Faschinen oder Steine gesichert, so kommt die Tiefe der Steinschüttung nur dann zur Geltung, wenn neben der Steinschüttung Kolke entstehen, in welche diese teilweise absinkt. Bei genügender Dichte wird daher eine größere wagrechte Ausdehnung der Schüttung nützlicher sein als eine größere Tiefe.

Die Fig. 1030, 1031 und 1033 zeigen, daß der rechteckige Pfeilervorkopf (Fig. 1031) die breiteste Steinschüttung verlangt. Näheres in der Quelle.

Sinkstück-Matratzen hat man beim Bau der Mississippi-Brücke bei Memphis mit Vorteil angewendet, um die Flußsohle in der Nähe der Brückenpfeiler gegen Auskolkungen zu schützen. Bevor mit dem Bau der

Pfeiler begonnen wurde, versenkte man an der Baustelle eines jeden Pfeilers eine solche Matratze von 73 m Breite und 122 m Länge, welche man schwimmend an der Baustelle herstellte und durch Steine belastete.

Auch Steinschüttungen und Faschinen schützen nur den Teil der Flußsohle, welchen sie unmittelbar bedecken. Eine häufige Untersuchung ihres Bestandes, sowie der Flußsohle zwischen den einzelnen Pfeilern durch Aufnahme von Querprofilen ist daher stets erforderlich, und zwar namentlich während und nach Hochwasserständen. Will man die Sohle in der ganzen Breite sichern, so muß man auch zwischen den Steinschüttungen an den einzelnen Pfeilern Steinwürfe von geringerer Stärke anordnen und erhält dann sogen. Steinbettungen, welche die ganze Flußsohle längs des zu schützenden Bauwerkes bedecken. In der Regel wird man diese aber nur bei kleineren Bauwerken ausführen können, bei denen man auch wohl — wie z. B. bei Durchlässen, — die ganze Sohle regelrecht abpflastert (Herdpflaster). Anstatt eines geschlossenen Herdpflasters begnügt man sich auch wohl mit sogen. Herdmauern, welche in Breiten von 50 bis 100 cm bei kleinen Bauwerken die Enden der einander gegenüberliegenden Flügel, sowie die gegenüberliegenden Stirnmauern verbinden und sich zuweilen auch noch zwischen den beiden Stirnen wiederholen. Anderseits wendet man auch bei sehr schnell fließenden Gewässern Herdmauern und Herdpflaster vereint an. Das Herdpflaster wird in Mörtel oder häufig auch nur in Ton verlegt und bietet außer dem Schutze gegen Ausspülung der Sohle mit den Herdmauern zusammen den Wangen- und Flügelmauern einen Schutz gegen Gleiten auf der Sohle infolge Wirkung des Horizontalschubes des Hinterfüllungsbodens. Bei sehr starken Geschwindigkeiten des Wassers, oder starkem Schube des Hinterfüllungsbodens, wendet man statt des Herdpflasters und der Herdmauern auch durchgehende Sohlengewölbe oder statt derselben Betonschüttungen an, und zwar letztere, wenn die Trockenlegung der Baugrube schwierig ist.

Eine auf denselben Anschauungen wie die Anlage von Herdmauern beruhende Anordnung hat man bei großen Brücken (z. B. der Elbebrücke bei Hämerten) angewendet, indem man etwas stromabwärts quer durch das ganze Flußbett einen Steindamm schüttete, oder auch, indem man daselbst eine Rinne herstellte und diese voll Steine warf. Der durchgehende Steindamm soll wie bei einem Wehr stromaufwärts, also in der Umgebung der Brücke am Grunde ruhiges Wasser erzeugen, in welchem keine Geschiebe-Bewegungen vorkommen. Die stromabwärtige Böschung eines solchen Steindammes (Überfallsseite) muß man möglichst flach anlegen. Anstatt den Damm aus größeren Steinen herzustellen, würde man auch hier Senkstücke verwenden können, wennschon auf Kosten der Sicherheit für lange Dauer.

Bei kleinen Durchlässen wendet man an Stelle des Herdpflasters auch wohl einen auf liegendem Roste befestigten Bohlenbelag an. Die Rostschwellen werden dabei zum Schutze gegen das Aufschwimmen am Mauerwerk befestigt oder mit ihren Köpfen eingemauert: der Bohlenbelag wird unmittelbar an die vor den Flügeln geschlagenen Quer-Spundwände angeschlossen.

Während die beschriebenen Anordnungen, abgesehen von der Anwendung eines Dammes stromabwärts, die Sohle vor dem Auskolken durch unmittelbare Deckung schützen sollen, beabsichtigt C. Weiß dies durch einen eisernen Panzer am Vorkopfe des Pfeilers mittelbar zu erreichen. Der Panzer, welcher gleichzeitig als Eisbrecher dient, soll an der Grundfläche pflugscharartig vorgeschoben sein und in der Stromrichtung in scharfen Kanten auslaufen, damit das Wasser allmählich seitwärts geleitet und von unten nach oben gedrängt werde. Der kantige Auslauf an der Rückseite des Pfeilers hätte die Aufgabe, Wirbel-Bewegungen des Wassers zu verhüten; der Panzer muß, wofern er nicht nur als Eisbrecher dienen, sondern gegen Auskolkungen schützen soll, mit seiner Unterkante bis in

die Flußsohle hinabreichen. Der Spielraum zwischen Panzer und Pfeiler wird ausgefüttert oder mit Beton gefüllt. Wirkung sehr unsicher.

Um bei Staudämmen einer Unterspülung vorzubeugen, muß bei nachgiebigem Baugrunde die Beanspruchung derselben möglichst gering und möglichst gleichmäßig verteilt werden, damit keine Zusammenpressung an der Außenseite und kein Klaffen an der Hinter(Wasser)seite eintreten kann, welches dem Wasser Zutritt gestattet und den vollen Auftrieb zur Geltung kommen läßt. Wie gefährlich das Auftreten des vollen Auftriebes in einer Fuge wird, zeigt eine Arbeit von Kiel (Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 397), wennschon den Annahmen und Folgerungen, welche dort gemacht sind, nicht überall beigestimmt werden kann. Die Form des Staudammes muß daher stets so gewählt werden, daß weder in der Fundamentfuge, noch irgendwo im Mauerwerk Zugspannungen eintreten können.

Die Nichtbeachtung dieses Grundsatzes ist außer der Tonschicht im Baugrunde sicher auch eine der Ursachen, die den Einsturz der Staumauer von Bouzey bei Epinal verschuldete.

Um massive Kaimauern, welche ein starke Quellen enthaltendes Gelände abschließen, gegen Unterwaschungen zu schützen, genügen oft lange Spundwände nicht, indem sich das Wasser unter denselben hindurch seinen Weg sucht, wenn das Wasser der Quellen sich hinter der Kaimauer anstauen und dadurch seinen hydrostatischen Druck vermehren kann. Es wird dann von den Quellen an der Vorderfläche der Spundwände der Boden leicht so stark gelockert, daß der große Erd- und Wasserdruck gegen die Kaimauer diese zum Weichen bringt. Dies macht sich besonders bei niedrigen Wasserständen vor der Mauer bemerkbar, weil dann die Beanspruchung der letzteren am ungünstigsten ist. Das Austreten des Quellwassers unter der Sohle der Mauer hindurch muß man daher auf alle Fälle dadurch beseitigen, daß man dasselbe in der Erdschüttung hinter der Mauer durch Steinpackungen und Sickerdohlen, deren Unterkante tiefer als der niedrigste Stand des Wassers vor der Kaimauer liegen muß, abfängt und durch möglichst zahlreiche unter Niedrigwasser in die Mauer hineingelegte Röhren durch diese hindurchleitet Ist es in dieser Weise verhindert, daß der Wasserdruck hinter der Mauer nennenswert höher als vor derselben sein kann, so fehlt die Veranlassung, daß das Wasser der Quellen sich unter der Mauer hindurch Bahn breche.

B. Schutz gegen Aufweichen des Baugrundes.

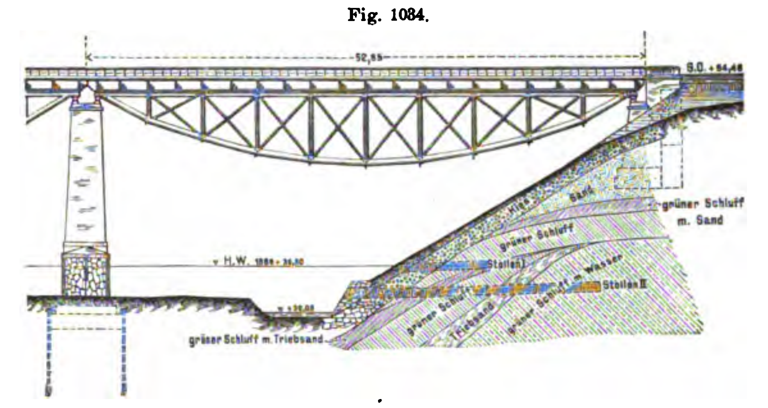
In anderer Weise, als oben mitgeteilt, kann das Wasser dem Bauwerke gefährlich werden, indem es den Baugrund aufweicht. Es gilt dies namentlich von Lehm- und Tonboden mit vielem Sandgehalte, der in trockenem Zustande genügend tragfähig, durch Zutritt von Wasser schnell die schlammige Form annimmt. Benutzt man derartigen Baugrund, so muß man ihn vor dem Grundwasserzudrange durch eine ausreichende Drainage rund um das Bauwerk herum schützen, während man das Tagewasser dadurch abhält, daß man das Fundament mit einem Tonschlage umgibt, den man oben abpflastert. Außerdem sorgt man für schnelle Ableitung des von der Dachtraufe abfließenden Regenwassers.

Als Beispiel, wie gefährlich das Tagewasser noch nach längeren Jahren für den Bestand eines Bauwerkes werden kann, sei folgender Fall mitgeteilt: In Cuxhaven bekam ein verhältnismäßig wenig belasteter Schuppen, der schon Jahre lang gestanden hatte, plötzlich an einer Ecke Risse, nur weil unter dem Abfallrohre der Dachrinne in der gepflasterten Rinne des Traufpflasters sich ein Riß gebildet hatte, der das Wasser in den Boden eindringen ließ. Als der Riß dicht gemacht war, kam das Gebäude bald zur Ruhe.

Ein Beispiel einer Trockenlegung des Baugrundes durch Entwässerungsstollen zeigt Abb. 1034 (Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 448), welche den

Endpfeiler einer Brücke der Eisenbahn von Marienburg nach Allenstein darstellt. Der grüne Schluff, welcher unter dem Pfeiler liegt, war die gefährliche Schicht, die ohne Wasser sehr tragfähig, aber mit Wasser sehr zu Rutschungen geneigt war. Die beiden eingetriebenen Stollen, nament-

Fig. 1034.



lich der untere (II) von 1 m Höhe und 0,80 m Breite erfüllten vollkommen den Zweck, indem die wasserführende Triebsandschicht trocken gelegt und dadurch der grüne Schluff vor der Auflösung durch Wasser bewahrt wurde.

C. Schutz gegen Feuchtigkeit der Wände usw.

Literatur:

Rabitz-Wände mit Luftschicht: Zentralbl. d. Bauv. 1885 S. 856. — Trockenlegung eines alten Patrizierhauses aus Sandstein: Deutsche Bauztg. 1887 S. 621. — Vorschlag von Moormann für die Trockenhaltung neuer Bauten: Zentralbl. d. Bauv. 1889 S. 272. — Trocken-Apparat von Kosinsky: Deutsche Bauztg. 1887 S. 6. — Verfahren von Walther zur Fernhaltung der Feuchtigkeit: Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1908 S. 666. — Marineleim gegen Mauerfeuchtigkeit: Ann. f. Gew. u. Bauw. 1904 S. 75. — Zusätze und Anstriche, um Beton und Mauerwerk wasserdicht zu machen: Zentralbl. d. Bauv. 1904 S. 75.

Denjenigen Schaden, den die Feuchtigkeit weniger dem Baugrunde und dem Fundament als vielmehr den eingeschlossenen Räumen und deren Bewohnern zufügt, sucht man durch sogen. Isolierung zu beseitigen. Man versteht darunter in der Regel die Anordnung dünner Schichten aus Stoffen, welche Wasser nicht durchtreten lassen (Isolierschichten), und die in wagrechter und lotrechter Lage in und an dem Fundament-Mauerwerk angebracht werden, um das Eindringen der Feuchtigkeit aus dem umgebenden Erdreiche zu verhindern. Handelt es sich nur darum, das aufgehende Mauerwerk vor der Erdfeuchtigkeit zu sichern, so wird über dem Fundamente eine wagrechte, durch die ganze Mauerwerk-Dicke reichende Isolierschicht angelegt, für welche folgende Materialien empfohlen worden sind:

1. ein durch die ganze Stärke der Mauer reichender Mauerkörper von 2 bis 3 Schichten Höhe aus sorgfältig in gutem Zementmörtel verlegten Klinkern, wobei die Lagerfuge für die unterste Klinkerschicht mindestens 1,5 cm stark aus Zementmörtel hergestellt werden muß. Dieses Mittel ist im allgemeinen nur wenig wirksam, da sowohl der mit Sandzusatz hergestellte Zementmörtel als auch alle Klinkerarten ziemlich viel Wasser durchlassen und ein durch Setzen entstehender Riß die Isolierung gefährdet.

2. eine 1 cm starke Lage aus natürlichem, oder eine etwas stärkere Lage aus künstlichem Asphalt, bezw. einer aus Pech, Kolophonium, Steinkohlenteer und gesiebtem, an der Luft zerfallenem, gebranntem Kalk bestehenden Masse. Da die genannten Stoffe bei höheren Temperaturen

weich werden, sind sie an Stellen, wo sie dem Zutritt der Wärme ausgesetzt sind (z. B. für Schornstein-Fundamente), unbrauchbar. Dies ist insonderheit auch da zu beachten, wo die Isolierschicht über Bodenhöhe und für Sonnenstranlen zugänglich liegt. Die Nichtbeachtung dieses Umstandes hat Veranlassung zum Verschieben von Futtermauern auf dem Sockel gegeben in einem Falle, wo die Asphalt-Isolierschicht auf die Gleiche des Sockels gelegt worden war (Futtermauern auf Bahnhof Hannover);

3. einen in möglichst heißem Zustande aufgetragenen Überzug von Mastix-Zement. — Bei der Ausführung ist zu beachten, daß das Mauerwerk unter diesem Auftrage sehr sorgfältig abgeglichen sein muß, zumal das Isoliermaterial die Eigenschaft hat, leicht rissig zu werden;

4. eine mit Überdeckung verlegte Lage Tafelglas. — Zu dem Mörtel, auf welchem das Glas ruht und mit welchem es überdeckt wird, muß gesiebter Sand verwendet werden;

5. eine Lage Walzblei mit 8 cm Überdeckung oder Falzung.

Anstatt der zu 4 angegebenen einfachen Lage Tafelglas legt man besser zwei Lagen mit wechselnden Stößen. Wegen der Brüchigkeit des Glases hat diese Isolierung stets zweifelhaften Wert. Obwohl Zementmörtel an Glas vorzüglich haftet, empfiehlt sich der Elastizität wegen doch mehr die Anwendung eines Harzmörtels.

Fig. 1035, 1036.

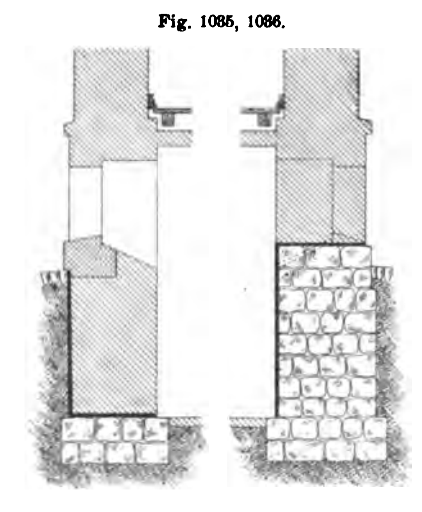


Fig. 1037.

Neuerdings werden zu Isolierschichten auch vielfach Asphaltplatten mit Pappe- oder Filz-Einlage (Fabrikanten Büsscher und Hoffmann in Eberswalde und Mariaschein), sowie eine oder mehrere Lagen einfacher Dachpappe oder Dachfilz u. dergl. angewendet, selbstverständlich stets mit sorgfältiger Fugendeckung oder Verlegung in Teer und Pech. Die Anwendung von Asphaltplatten hat sich sehr bewährt; ihrer bequemen Anwendungsweise wegen ist sie im Vorzuge vor der gewöhnlichen Asphalt-Isolierschicht.

Wagrechte Isolierschichten dürfen nicht so tief liegen, daß das Spritzwasser der Traufe Mauerflächen von höherer Lage als die Isolierschicht erreicht, weil diese sonst einen Teil ihrer Wirksamkeit einbüßt.

Sollen die Kellerräume gleichfalls gegen die Erdfeuchtigkeit geschützt werden, so muß im Anschluß an die wagrechte eine senkrechte Isolierschicht angeordnet werden. Der größere Teil der vorhin empfohlenen Stoffe ist auch hierfür anwendbar, am unbequemsten indes die Anbringung einer Asphalt-Isolierschicht, weil Asphalt in heißem Zustande fließt. Außer jenen Mitteln ist noch ein mehrmaliger Überzug mit Asphaltlack (von welchem zahlreiche Arten vorkommen) in Vorschlag gebracht worden, dessen Anbringung indes nur bei guter Trockenheit der Mauer erfolgen kann.

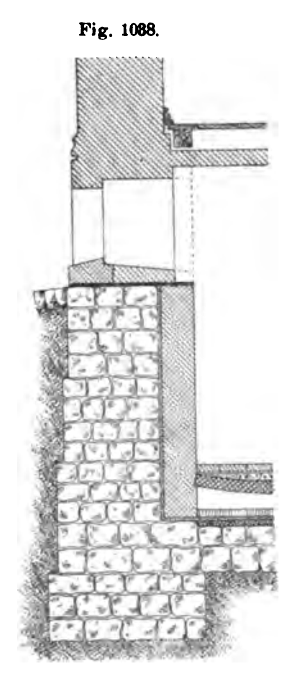
Bei der Isolierung der Kellerräume ist die Anordnung verschieden, je nachdem das Fundament-Mauerwerk aus Bruchsteinen oder Ziegelsteinen hergestellt ist.

Da Bruchstein-Mauerwerk niemals ganz trocken wird, so legt man bei diesem die senkrechte Isolierschicht auf die innere Wandfläche und die wagrechte oben über dem Erdboden an, Fig. 1036.

Bei Ziegelmauerwerk dagegen, welches man vollständig austrocknen kann, erhält die senkrechte Isolierung ihren Platz an der Außenfläche und die wagrechte unten nahe über der Kellersohle, Fig. 1035. Auch hier soll man die Isolierung ausreichend hoch über Erdoberfläche hinaufreichen lassen.

Bei der Medizinischen Klinik in Halle an der Saale hat v. Tiedemann das in Fig. 1037 dargestellte Verfahren für die Isolierung der bewohnten Kellerräume mit gutem Erfolg angewendet. Auf dem wagrecht abgeglichenen Fundament-Absatz, in Höhe der Kellersohle, wurde auf der Innenseite ein etwa 18 cm breiter Streifen mit 15 mm starker Asphaltschicht überzogen. Darauf wurde das Fundament bis zur Plinte in Bruchsteinen, 13 cm schwächer als die beabsichtigte Mauerstärke, ausgeführt, und die rauhe Innenseite des Mauerwerkes durch einen Rapp-Putz aus Zementmörtel etwas geglättet. Nachdem dieser äußerlich trocken geworden, wurde die ganze Innenfläche mit heißem Goudron gestrichen, und gegen die noch warme und weiche Masse Dachpappe in senkrechten Bahnen mit handbreiter Überdeckung geklebt. Diese Dachpappe legte sich unten auf den Asphaltstreifen, wurde über den oberen Rand des Mauerwerkes umgebogen und erhielt dort eine, die ganze Bruchsteinmauer deckende, Asphaltschicht. Nachdem noch die Fugen der Dachpappe mit Holzzement und Papierstreifen verklebt waren, wurde die Isolierung mit Ziegelsteinen, 12 cm stark, nach innen verblendet, und die Mauer über der Plinte in der vollen Stärke weiter aufgeführt. Diese Isolierung mit Dachpappe hat 1,25 M/qm gekostet und sich gut bewährt.

Fig. 1038.



Noch ist zu bemerken, daß die Isolierung der Kellerräume keine vollständige sein kann, wenn nicht im Anschluß an die senkrechten Isolierschichten auch die ganze Kellersohle isoliert wird.

Die bisher beschriebenen Isolierungsarten sollen nur gegen die natürliche Feuchtigkeit des Bodens schützen; es ist aber vorausgesetzt, daß der Grundwasserstand stets unter der Kellersohle bleibt. In solchen Fällen, wo das Grundwasser höher als die Kellersohle steigt, ist eine weit sorgfältigere Abdichtung notwendig, für welche Kümmritz[1]) die in Fig. 1038 dargestellte Anordnung empfahl.

Anderweite Anordnungen werden hier übergangen, weil der Gegenstand der Trockenlegung und Trockenerhaltung von Bauwerken, teils von anderen Gesichtspunkten als den hier maßgebenden aus an sonstigen Stellen des Buches zur Behandlung gezogen wird.

Zum Schutze gegen die Feuchtigkeit der Wände werden im Zentralbl. d. Bauverw. 1885 S. 356 die Rabitz'schen Patent-Putzwände in Abständen von 6 cm von den Innenflächen der feuchten Mauern empfohlen. Dieselben sollen sich sehr gut bewährt haben. Der Raum zwischen den Putzwänden und den Außenwänden muß mit der Außenluft in Verbindung gebracht werden. Durch dies Verfahren werden allerdings nur die unangenehmen Folgen der Feuchtigkeit der Wände für die Bewohner vermindert oder beseitigt, nicht aber die Feuchtigkeit selbst.

---

[1]) Zeitschr. f. Bauwesen 1870.

Letzteres ist bei einem alten Patrizierhause aus Sandstein-Quadern, das seit 30 Jahren teilweise bis zur Fensterbrüstung des 1. Quergeschosses an durchnäßten Mauern litt, in folgender Weise erreicht. Der Ursprung des Übels wurde darin erkannt, daß durch das Trottoir, welches schadhaft war, fortwährend Wasser versickerte, dann längs der Südmauer (Fig. 1040) bis unter dieselbe (sie zum Teil durchdringend) versank und sodann, der Felsoberfläche folgend, die im Keller unter der Ausschüttung zutage trat, sich weiter ausbreitete.

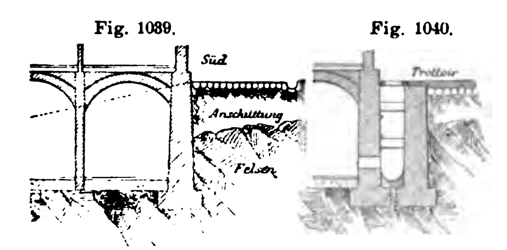
Zum Ableiten des Wassers und zur Austrocknung der Wände traf man folgende Maßregeln:

1. Im Abstande von 70 cm führte man längs der beschütteten Seitenwände bis zur Fundamenttiefe eine Bruchsteinmauer auf, die gegen die Fundamentmauer gehörig versteift wurde. Die Sohle des so gewonnenen Isoliergrabens erhielt eine Zementrinne mit Gefälle nach der nächsten Entwässerung, während der Graben oben durch Zementplatten abgedeckt wurde, die von 2 zu 2 m durch 1 m lange gußeiserne Gitter unterbrochen wurden. Die Fugen der bloßgelegten Hausmauer wurden möglichst tief ausgekratzt; längs der Kellersohle wurden zahlreiche Luftlöcher durchgebrochen.

2. An Stelle des schadhaften Trottoirs wurde ein solches aus Zementguß auf 30 cm starkem Steinbett ausgeführt.

3. Nachdem der Kellerboden durchweg aufgebrochen und der vorhandene nasse Sand entfernt war, wurden den Mauern entlang von Süd nach Nord (Richtung des Gefälles der Erdoberfläche) und in möglichst starkem Gefälle Drainröhren mit entsprechenden Abzweigungen verlegt. Der Kellerboden wurde darauf mit trockenem, grobem Flußkies angeschüttet. An allen durchnäßten Mauern wurde der Putz beseitigt und die Fugen ausgekratzt; durch Ausbrechen von Luftlöchern in den Zwischenwänden, sowie Offenhalten der Fenster und Türen bis zum Winter sorgte man sodann für kräftigen Luftzug durch alle Räume.

Fig. 1039. Fig. 1040.



4. In derselben Weise wurde im Erdgeschoß und 1. Obergeschoß, soweit die Wände durchnäßt waren, vorgegangen. Die durchnäßten Schuttfüllungen über den Fußbodenplatten wurden durchweg durch feinen trocknen Kies ersetzt, auf den dann die feuchten Platten ohne weiteres wieder verlegt wurden. Nach einigen Monaten waren diese gleichfalls völlig getrocknet. Zur Beschleunigung der Trocknung stellte man außerdem an den feuchtesten Stellen während 5 Tagen Kokes-Glühkörbe auf.

Der Erfolg zeigte sich darin, daß die Feuchtigkeit der Mauern sich langsam aber stetig nach unten zurückzog. Nach $2^1/_2$ Jahren war an 3 Seiten das ganze, an der ungünstigsten das halbe Erdgeschoß bereits vollständig trocken. Dasselbe gilt von den Fußbodenplatten und Treppenstufen. Auch die Kellerräume sind trocken, frisch und luftig.

Für Neuausführungen empfiehlt Moormann folgende Anordnung (Fig. 1041), die sich durch ihre Billigkeit auszeichnet. Die auch früher schon angewandte senkrechte Luftschicht vor der Kellermauer reicht 1 Steinschicht tiefer hinab, als die das Aufsteigen der Bodenfeuchtigkeit hindernde Asphaltschicht *a*, und die Zugöffnungen *b* der Luftschicht liegen nicht oberhalb, sondern unterhalb der Asphaltschicht, so daß also das am Boden der Luftschicht gesammelte Wasser abfließen kann, bevor es bis über die Asphaltschicht gestiegen ist.

Wo es gilt, reichlichere, von außen kommende Wassermengen abzuhalten, streiche man das Kellermauerwerk außen wiederholt mit Goudron, oder putze es mit Zement, lege eine 30 cm starke Lehmbekleidung davor und ordne vor dieser noch eine unter der Kellersohle liegende Röhrenentwässerung an. Siehe Fig. 1041. Das Traufpflaster oberhalb der Kiesschüttung, in welcher die Entwässerungsröhren liegen, wird desto besser wirken, je glatter und dichter es ist (also namentlich bei den Abfallröhren in Mörtelvorlagen), und je mehr Gefälle es erhalten kann.

Wo ein Rückstau in die Abzugsleitung nicht zu fürchten ist, kann man die Sohle der Lufttrennungsschicht durch Rohre *c* unmittelbar mit der Leitung verbinden, da so der Keller vor einem Austreten des Wassers durch die Luftlöcher gesichert wird. In solchem Falle sollte die Rohrleitung aber 25 cm tiefer als die Kellersohle liegen.

Es sei ferner auf den Isolierteppich der Firma Matthar & Gaßmus in Biebrich hingewiesen, welcher aus Wollabfällen besteht, die mit einem teerartigen Klebestoff auf Rollenpapier befestigt sind. Derselbe soll unterhalb der Dielen (bei Parkett zwischen diesem und dem Blindboden) an der Innenseite der Mauern und Wände angebracht werden. Er wirkt also nur in demselben Sinne wie die Rabitz'schen Wände (s. oben).

Fig. 1041.

Nach neueren Untersuchungen von Astfalk sollen dagegen Luftschichten in aufgehendem Mauerwerke, welche vielfach als Schutz gegen den Schlagregen angewendet werden, nichts taugen. Sie tragen nur dazu bei, Feuchtigkeit aus der Luft zu kondensieren. Viel wirksamer ist Mauerwerk aus hartgebrannten Steinen und wasserdichter Putz oder Anstrich. S. weiter unten.

Als sicherstes Mittel zur Bekämpfung der Mauerfeuchtigkeit hat sich nach preisgekrönten Versuchen von Fr. Walter das Imprägnieren der Ziegelsteine mit vegetabilischem Öle ergeben und das Vermauern dieser Steine mit einem Mörtel aus pulverisiertem Kalk mit Steinkohlenteer angerührt. Es braucht nur eine durchgehende Schicht und eine senkrechte äußere Fundamentschicht, soweit dieses mit dem feuchten Boden in Berührung kommt, in dieser Weise behandelt zu werden, um jede Feuchtigkeit aus den Kellern dauernd fernzuhalten.

Als gutes Mittel zur Abhaltung von Feuchtigkeit ist der sogen. Marineleim empfohlen. Derselbe setzt sich aus folgenden Stoffen zusammen: Kautschuk 10, Schlämmkreide 10, Terpentinöl 20, Schwefelkohlenstoff 10, Kolophonium 5, Asphalt 5 Teile. Diese Stoffe werden in einer großen, verschlossenen Flasche unter oftmaligem Schütteln an einem mäßig warmen Orte stehen gelassen, bis sich die löslichen Stoffe gelöst haben. Die trockenzulegende Mauer wird mit Bürsten gehörig gereinigt, der Leim sodann mit einem breiten Pinsel — etwa 20 bis 30 cm höher als die Mauer feucht erscheint — aufgetragen, und auf den Leim, so lange derselbe noch klebrig ist, starkes Packpapier geklebt. Man kann unmittelbar auf dieses Papier Leimfarbe auftragen oder Tapeten aufkleben.

Selbstverständlich beseitigt dies Verfahren nicht die Feuchtigkeit aus den Mauern, sondern beseitigt nur einige Folge-Erscheinungen.

Um Beton vollständig wasserdicht zu machen werden folgende Mittel empfohlen:

1. Der gut gereinigte und trockene Beton ist zweimal mit Leinöl zu streichen. Der zweite Anstrich nach Trocknung des ersten.

2. Die gründlich gereinigte, trockene Betonfläche wird zuerst mit Seifen- und dann mit Alaunlösung gestrichen. Der zweite Anstrich 24 Stunden nach dem ersten.

3. 2,5 kg Alaun und 2 kg Ätzkali werden in 10 l Wasser gelöst und diese Lösung wird dem Zementmörtel in Mischung 1 : 2 in solchem Verhältnis zugesetzt, daß auf 1 Sack Zement 1,5 kg der Flüssigkeit kommen. Mit diesem Mörtel werden die zu dichtenden Betonwände geputzt.

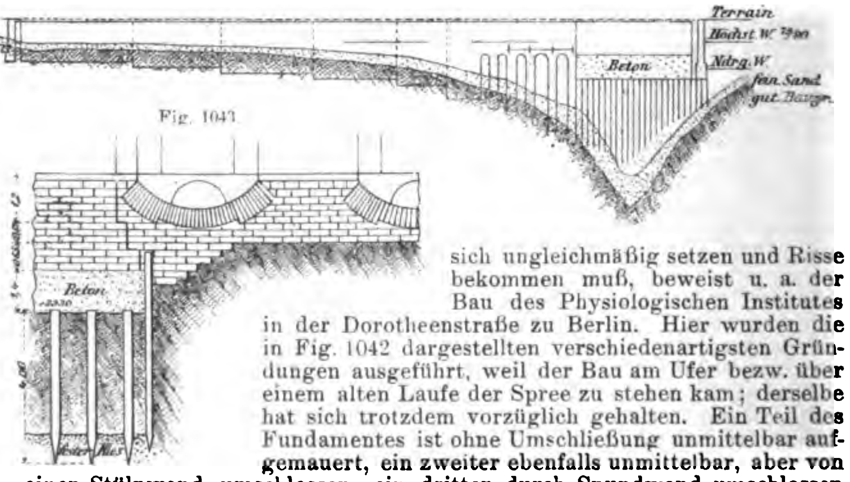
4. Nach einem Verfahren (Patent Rauchspies) werden die Zementklinker vor der Mahlung imprägniert (100 kg Klinker mit 245 gr Stearin, 12 gr Potasche und 10 gr Kolophonium in 10 l koch. Wasser gelöst über die halbwarmen Klinker gegossen. Nach dem Trocknen gemahlen). Der Mörtel aus diesem Zement (Verhältnis 1 : 2 bis 1 : 2½) soll wasserdicht sein. Erfahrungen über letzteres Verfahren liegen noch nicht vor.

II. Vorkehrungen zum gleichmäßigen Setzen und andere Vorsichtsmaßregeln.

A. Einheitlichkeit der Gründungsweise eines Bauwerkes.

Es gilt als Regel, für alle Teile eines und desselben Gebäudes möglichst eine und dieselbe Gründungsart anzuwenden, um ein gleichmäßiges Setzen aller Teile zu erzielen; doch läßt sich bei großen Verschiedenheiten in den Tiefenlagen des tragfähigen Baugrundes unter den einzelnen Teilen diese Regel nicht durchführen. Daß ein Bauwerk, bei dem verschiedene Gründungsarten angewendet wurden, nicht notwendigerweise

Fig. 1042.



sich ungleichmäßig setzen und Risse bekommen muß, beweist u. a. der Bau des Physiologischen Institutes in der Dorotheenstraße zu Berlin. Hier wurden die in Fig. 1042 dargestellten verschiedenartigsten Gründungen ausgeführt, weil der Bau am Ufer bezw. über einem alten Laufe der Spree zu stehen kam; derselbe hat sich trotzdem vorzüglich gehalten. Ein Teil des Fundamentes ist ohne Umschließung unmittelbar aufgemauert, ein zweiter ebenfalls unmittelbar, aber von einer Stülpwand umschlossen, ein dritter durch Spundwand umschlossen auf einer Betonsohle gegründet; ein vierter ist mittels Kastengründung (hölzerne Senkbrunnen) hergestellt und ein fünfter endlich steht auf Pfahlrost. Um bei Anwendung so verschiedener Gründungsarten Risse zu vermeiden, wird man vor allem die Beanspruchung des Baugrundes in allen Teilen möglichst gering bemessen müssen. Muß man auf ein ungleichmäßiges Setzen trotzdem gefaßt sein, so läßt man an den Stellen,

wo die Gründungsarten wechseln, senkrechte Stoßfugen auf die ganze Höhe der Mauern durchreichen. Die auf diese Weise voneinander getrennten verschiedenartig gegründeten Mauerteile können sich dann unabhängig voneinander setzen.

An Stellen, wo die Gründungsart wechselt, sind beim Reichstagshaus-Bau in Berlin diejenigen Vorkehrungen gegen die Gefahr ungleichmäßigen Setzens getroffen worden, welche Fig. 1043 ersichtlich macht. (Deutsche Bauzeitg. 1885 S. 26.)

B. Gleichmäßigkeit des Setzens, Vorsichtsmaßregeln bei Gründungen auf Klaiboden.

Literatur.

Einlagen von Eisenbahnschienen in die Fundamente: Deutsch. Baugewerksbl. 1888. — Einlagen von Bandeisen: Zentralbl. d. Bauv. 1898. — Deutsche Bauztg. 1880 S. 448 u. 467.

Da ein Gebäude, dessen einzelne Teile sich ungleichmäßig setzen, stets einen ungünstigen Eindruck hervorruft, auch wenn daraus ein wesentlicher Schaden nicht erwächst, so zieht man es häufig vor, Einrichtungen zu treffen, welche ohne Störung des Zusammenhanges ein gleichmäßiges Setzen aller Teile bewirken. Eine solche Einrichtung ist die nachfolgend zu beschreibende, die in Wilhelmshaven vielfach bei Privatbauten mit Erfolg angewendet wird:

Der dortige Boden besteht zu oberst aus einer etwa 1 ^{m} starken Klaischicht, auf welche bis zu etwa 5 ^{m} unter der Oberfläche, von einer 0,2 bis 0,5 ^{m} starken Darg- oder Torfschicht durchschnitten, stark eisenoxydul-oxydhaltige Tonschichten folgen. Man versuchte hier alle möglichen Gründungsarten, bis man in dem sogen. Schienenroste eine befriedigende Lösung fand. Es werden dabei nicht unterhalb des Fundamentes, sondern zwischen Fundament und Sockel- bezw. Kellermauerwerk alte Eisenbahnschienen derartig verlegt, daß das Mauerwerk unter und über den Schienen gut in Zementmörtel gemauert und die Schienen selbst fest in Zementmörtel gebettet liegen. Zur Verbindung der einzelnen Teile des Rostes werden im allgemeinen 2 Wege eingeschlagen. Entweder liegen sämtliche Schienen, sowohl auf den Lang- als auch auf den Querwänden in gleicher Höhe und werden dieselben dann in den Stößen und Kreuzungspunkten durch schmiedeeiserne Winkel verlascht; oder es werden die Schienen der Querwände auf die Schienen der Längswände, oder richtiger die Schienen der stärker belasteten Wände auf die Schienen der weniger belasteten stumpf und ohne Verlaschung aufgelagert. Diese letztere Ausführungsart ist die billigere und leistet noch größere Gewähr für ein gleichmäßiges Setzen, weil der Druck sich überall gleichmäßig verteilen muß. Von Wichtigkeit ist es hier, daß die Schienen gut eingebettet werden; ist dies geschehen, so können auch schwerere dreigeschossige Gebäude unbedenklich auf ein solches Fundament gesetzt werden. Selbstverständlich wird ein Senken des Gebäudes nicht ausgeschlossen sein; dies zu verhüten ist aber auch nicht der Zweck, da der Schienenrost nur bewirken soll, daß das Senken völlig gleichmäßig erfolgt, also im Mauerwerk keine Risse entstehen. Mit Rücksicht auf das Senken des Gebäudes rechnet man bei den Entwürfen von vornherein auf ein Senkmaß, das bei einem dreigeschossigen Gebäude bis zu 30 ^{cm}, bei einem zweigeschossigen bis zu 20 ^{cm} beträgt.

Anstatt der in Wilhelmshaven üblichen I-Eisen oder Eisenbahnschienen-Einlagen in die Fundamente von Hochbauten hat E. Otto für ein unterkellertes Wohnhaus 2 Einlagen aus 3/25 ^{mm} starken Bandeisen angewendet, die in Abständen von 10 ^{cm} voneinander, die eine Lage unten, die andere oben eingelegt wurden. Die ganze Anordnung geht aus den Fig. 1044 bis 1046 (nach Zentralbl. d. Bauv. 1898 S. 237) hervor.

Eine weitere Vorsichtsmaßregel, um ein gleichmäßiges Setzen zu erreichen, die ebenfalls recht gut mit dem Schienenrost vereinigt werden könnte, ist in der Deutschen Bauzeitung 1880, S. 448 u. 467, vorgeschlagen. Es besteht diese darin, daß man die Grundfläche aller Fundamentteile

möglichst genau nach der auf sie wirkenden Belastung bestimmt, so daß der Druck auf den Baugrund für die Flächeneinheit überall gleich groß ist. In dieser Beziehung ist in der Regel die Grundfläche der Fundamente an den Ecken und den Anschlüssen der Querwände bei Gebäuden unrichtig gewählt, da man dieselbe an diesen Punkten meistens vergrößert findet, während sie zu vermindern wäre, sofern nicht Rücksichten anderer Art die Verstärkung fordern. Außerdem trägt ein guter nicht zu langsam bindender Mörtel und eine sorgfältige Ausführung des Mauerwerkes, welche bewirken, daß dasselbe in kurzer Zeit zu einem zusammenhängenden Körper abgebunden ist, wesentlich zur Gleichmäßigkeit des Setzens bei. Endlich muß man bei leicht preßbarem Baugrund vor allem dafür Sorge tragen, daß während der Aufmauerung die Zunahme der Belastung in allen Teilen eine gleichmäßige sei und nicht etwa die Mauern einzelner Gebäudeteile den anderen wesentlich vorauseilen.

Für den von der Firma Ende & Boeckmann entworfenen Justizpalast zu Tokio (Japan), welcher auf einem sehr schlechten Baugrunde erbaut werden sollte, hat Verfasser folgende Vorsichtsmaßregeln vorgeschlagen. Zunächst sollte eine 2,5 m starke Sandschüttung unter dem ganzen Gebäude hergestellt werden, die in 15 cm starken Lagen

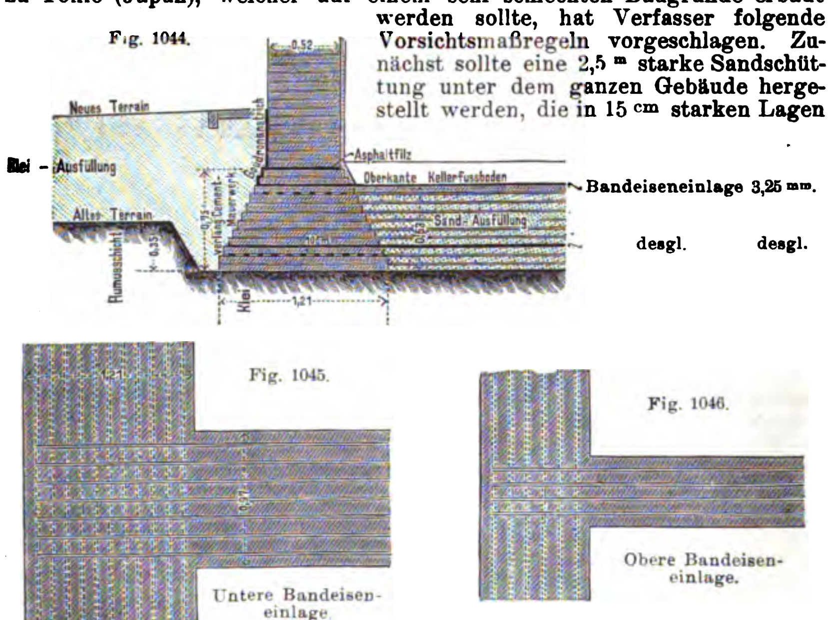


Fig. 1044.

Fig. 1045.

Fig. 1046.

aufzubringen, zu schlämmen und zu stampfen war. Um die ganze Gebäudegrundfläche zu belasten, sollten die Kellerräume mit umgekehrten Kappen unterwölbt werden. Endlich sollte das ganze Gebäude außer den gebräuchlichen, an den Balkenlagen anzubringenden Verankerungen durch starke eiserne Zugbänder zusammengehalten werden. Die erste Lage der Zugbänder sollte unter der Kellersohle liegen und aus starken I-Eisen bestehen, damit sie gleichzeitig als liegender Rost wirken könnte. Die I-Eisen sollten aber regelrecht miteinander vernietet werden, um durch die ganze Länge des Gebäudes hindurch auf Zug beansprucht werden zu können.

Die zweite Verankerung sollte aus starken Flacheisen bestehen, über den Fensterbögen des Erdgeschosses eingelegt und mit der unteren namentlich an den Enden durch starke Rundeisen verbunden werden, welche später bis zur obersten Verankerung verlängert werden sollten.

Während der Aufführung des Erdgeschosses wirkte die untere Verankerung nur als Rost. Es mußte daher stets für eine möglichst gleiche Lastverteilung gesorgt werden. Zeigten sich in den sorgfältig zu beobachtenden Mauern kleine Risse, so sollte, je nachdem dieselben oben oder unten klafften, die Lastverteilung durch schnelleres oder langsameres Aufmauern entsprechender Teile so geändert werden, daß sich die Risse wieder schlossen.

Da die Länge des Gebäudes im Verhältnisse zum Abstande der unteren von der mittleren Verankerung (der Trägerhöhe) eine sehr bedeutende war, so wurde die zweite Verankerung nicht durch das ganze Gebäude hindurch miteinander verbunden, sondern in drei getrennte Systeme (Mittelbau und zwei Flügel) zerlegt. Die senkrechten Fugen zwischen diesen drei Teilen waren daher diejenigen, in welchen Risse am wahrscheinlichsten eintreten konnten. Sie mußten am sorgfältigsten beobachtet werden, und es empfahl sich, sie ganz ohne Verband zu mauern.

Die dritte Verankerung sollte oben am Hauptgesims liegen. Sie bestand ebenfalls aus Flacheisen und sollte, falls sich während der Aufmauerung in den Ecken zwischen den drei Systemen wenig oder gar keine Risse gezeigt hatten, wieder einheitlich über das ganze Gebäude gelegt werden, da ihr Abstand von der untersten Verankerung genügende Höhe für Träger dieser Ausdehnung bot.

Ferner sollte guter, schnell bindender Mörtel verwendet, das Mauerwerk aber nicht zu schnell aufgeführt, Mauern und Decken so leicht wie möglich gehalten und jede unnötige Belastung, namentlich vor Herstellung der obersten Verankerung, vermieden werden.

Um die Querschnitte der Anker in den verschiedenen Wänden in ein angemessenes Verhältnis zueinander zu bringen, wurde die Annahme gemacht, daß die Tragfähigkeit des Baugrundes bezw. die Lastverteilung durch die Sandschüttung eine so ungleichmäßige sei, daß ein bestimmter Prozentsatz (10 %) des ganzen Gewichtes der Mauer ohne Rücksicht auf die Zugfestigkeit des Mörtels allein durch die eisernen Anker aufzunehmen sei.

Der Querschnitt der Anker ergibt sich dann aus der Formel III. S. 577 des folg. Abschn., worin unter q der Teil des Mauergewichtes (für 1 lfd. cm) zu verstehen ist, welchen die Anker allein tragen sollen ($^1/_{10}$), während l die Länge der betreffenden Mauer und h den Abstand der beiden zu berechnenden Verankerungen beides im cm bedeutet. k, die zulässige Beanspruchung des Eisens, kann zu 1500 $^{kg}/_{qcm}$ angenommen werden.

Die Stöße der einzelnen Teile des Ankers, sowie dessen Verschraubungen oder Verkeilungen an den Enden nebst deren Unterlagsplatten müssen selbstredend dem Querschnitte f entsprechen.

Die senkrechten eisernen Verbindungen zwischen den wagrechten Ankern, welche in den Pfeilern und namentlich an den Enden der Anker angeordnet wurden, haben den Zweck, senkrechte Zugspannungen aufzunehmen, während Druckspannungen in dieser, sowie in diagonaler Richtung durch das Mauerwerk aufgenommen werden müssen. Vergl. auch I. Kap. Abschn. II C S. 121: Größe der Tragfähigkeit.

Da der Klaiboden während der früheren Benutzung als Weide oder Wiese meistens vielfach mit Entwässerungsgräben durchzogen zu sein pflegt, in denen der Klaiboden durch das Wasser erweicht war, so pflegen solche Stellen noch in sehr späten Zeiten weniger fest zu sein als die übrigen Flächen. Infolgedessen kommt es leicht vor, daß größere Gebäude, welche teilweise auf solchen alten Gräben stehen, sich schief setzen oder Risse bekommen.

Ist eine solche schiefe Stellung für gewöhnliche Bauwerke mit fester Belastung auch nur mehr ein Schönheitsfehler, so wird dieselbe für Bauwerke mit flüssiger Belastung (Tanks für Öl oder Wasser) leicht verhängnisvoll. Stellt sich ein solches Bauwerk schief, so fließt die Flüssigkeit im Tank nach der gesunkenen Seite hinüber und überlastet den dort ohnehin

nachgiebigeren Baugrund noch mehr, so daß der Klai wie eine dicke Flüssigkeit ausweicht und der Tank schließlich vollständig umfallen kann, wie in Wilhelmshaven bei einem Öltank nach Bauweise Jntze bei der Probebelastung mit Wasser geschehen. Namentlich diese Tanks mit verhältnismäßig kleiner Fundamentfläche und hochliegendem Schwerpunkte darf man in Klaiboden nicht ohne eine Reihe Pfähle in der Peripherie der Betongrundplatte fundieren, deren Spitzen den Sandgrund unter dem Klai erreichen.

Klaiboden ist an der Oberfläche tragfähiger als weiter unten. Man setzt daher Neubauten am besten unmittelbar auf die Grasnarbe.

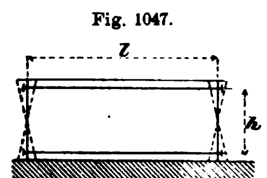
C. Gründungen auf wandelbarem Boden (Gruben-Gelände, vulkanischem, von Erdbeben heimgesuchtem Terrain, frischen Anschüttungen).

Literatur.

Vorsichtsmaßregeln für Bauten auf Grubenterrain von Heinzerling: Allg. Baustg. 1878 und Deutsche Baustg. 1878. — Desgl. Vorschläge von Braun: Deutsche Baustg. 1876 S. 187. — Desgl. von Kunhenn: Wochenbl. f. Baukunde 1881 S. 477. — Über Bauten in Erdbeben-Gegenden: Zentralbl. d. Bauv. 1886 S. 56 und Deutsche Baustg. 1889 S. 45. — Bauausführung auf hoher Dammschüttung: Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 26. — Bauten im Erdbeben-Gebiete. Ausführliche Arbeit von John Milne: Engineering 1896 II S. 1, 78, 161 und 200. — Ergänzung dazu von Pownall ebenda S. 885. — Tiefe Brunnenfundamente in Paris durch Höhlungen und Aufschüttungen: Zeitschr. f. Bauw. 1899 S. 585.

a) Besondere Vorsichtsmaßregeln sind erforderlich in Gegenden, in denen der Baugrund durch Bergbau unterhöhlt ist, oder welche Erschütterungen durch Erdbeben ausgesetzt sind. Bereits auf S. 118 wurde hervorgehoben, daß man hier die Untersuchungen des Bodens bei Ausführung von Bauwerken von besonderer Wichtigkeit bis in große Tiefen ausdehnen und verlassene Stollen unter den Fundamenten womöglich mit Mauerwerk ausfüllen oder einwölben muß. Bei gewöhnlichen Bauwerken würde dies indessen viel zu kostspielig werden, und man begnügt sich hier damit, die Wände derselben in einer Weise zu verankern, welche ein Reißen und Einstürzen der Mauern verhindert, selbst dann, wenn einem Teile des Fundamentes durch einen Erdsturz die Stützen entzogen würde. Prof. Heinzerling behandelt die Aufgabe wie folgt:

Fig. 1047.



Wenn sich bei einem Einsturz eines Stollens eine Grube an der Erdoberfläche bildet, so ist die ungünstigste Stellung, in welche eine Mauer oder die Wand eines über dieser Grube stehenden Gebäudes kommen kann, diejenige, daß sie entweder frei auf der Mulde steht, also nur an den Ecken unterstützt ist, oder daß sie auf einem Sattel reitet, also nur in der Mitte unterstützt ist, an beiden Enden aber frei schwebt. In beiden Fällen wird die Wand wie ein Balken beansprucht. In ersterem Fall liegt der gezogene Teil des Balkens unten, im zweiten oben. Ist l die Länge der Wand, q die gleichmäßig verteilte Belastung einschließlich Eigengewichtes der Längeneinheit, so ist das Moment in der Mitte in beiden Beanspruchungsarten $= \frac{q\,l^2}{8}$. Ist h die Höhe der Wand, b die Breite, so ist das Widerstands-Moment $= \frac{b\,h^2}{6}$. Durch Gleichsetzung dieser beiden Momente erhält man die größte Spannung I. $s = \frac{3\,q\,l^2}{4\,b\,h^2}$.

Da diese Spannung für die Zugfestigkeit des Mörtels zu groß ist, muß man zur Unterstüzung der Zugfestigkeit oben und unten eiserne Zuganker einlegen, Fig. 1047. Erwägt man nun, daß in dem über, sowie in

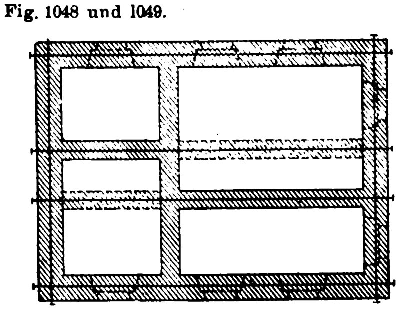
dem unter der neutralen Achse gelegenen Mauerteil (der Breite b und der Höhe $\frac{h}{2}$) die Gesamtspannung: II. $\frac{s}{2} b \frac{h}{2} = \frac{3}{16} q \frac{l^2}{h}$ erzeugt wird, so ergibt sich als Querschnitt des Zugankers: III. $f = \frac{3}{16} q \frac{l^2}{h k}$, wenn k die zulässige Beanspruchung der Querschnittseinheit bedeutet.

Bezeichnet man mit: δ die mittlere Dicke der Gebäude-Mauern, mit H die Gesamthöhe derselben, mit γ das Gewicht der Kubikeinheit des Mauerwerkes, mit g die Gesamt-Belastung für 1 qm der einzelnen Zwischendecken des Gebäudes, mit g_1 die Belastung der Einheit des Dachgrundrisses und endlich mit t die Tiefe des Gebäudes, so ist die Gesamt-Belastung für die Längeneinheit der Wand:

$$\text{IV.} \quad q = \delta H \gamma + \frac{t}{2}(n g + g_1).$$

Werden die Zuganker rund angenommen, so ergibt sich der notwendige Durchmesser des Ankers zu: V. $d = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{3q}{\pi k h}}$, worin q den Wert aus Gleichung VI. besitzt. Aus Gleichung III. folgt, daß der Querschnitt f sich mit dem Werte $q \frac{l^2}{h}$ vermindert. Es ist also zweckmäßig, Gebäude mit kleinen Frontlängen und geringer Tiefe der Seitenwände aufzuführen. **Hohe Gebäude mit beschränktem Grundriß** sind daher niedrigen mit ausgedehntem Grundriß vorzuziehen. In Städten mit geschlossenen Straßenfluchten darf man daher die einzelnen Gebäude nicht in unmittelbarem Zusammenhang aufführen, sondern muß zwischen je zwei etwas Spielraum lassen. Um den äußeren Anschein des Zusammenhanges zu wahren, empfiehlt Heinzerling die Frontmauern mittels gemauerter Nuten und Federn unter genügendem Spielraum nach allen Richtungen hin zu verbinden.

Fig. 1048 und 1049.



Was die allgemeine Anordnung der Verankerungen betrifft, so sind, wie Fig. 1048 und 1049 zeigen, sämtliche Umfangs- und Zwischenmauern des Kellergeschosses, sowohl unter der Sohle, als auch unter der Decke des Kellers, ihrer ganzen Länge nach durch Anker zusammenzuziehen, und an allen Stellen, wo die Scheidemauern nicht durchgehen, Spreizen aus Mauerwerk, oder aus Eisen (Blechträger, Gitterträger, oder starke gußeiserne Rohre, durch welche die Anker gehen), oder aus beiden einzuschalten, welche dem in den Ankern sich entwickelnden Zuge den nötigen Druck entgegensetzen und ein Zusammenziehen der unverbundenen Mauerteile verhindern. Durchgehende, zwischen die Umfangs- und Scheidemauern einzuziehende Mauerschichten oder Gegengewölbe unterstützen wirksam jeden Widerstand, indem sie zugleich einen auf die Fundamente wirkenden ungleichen Bodendruck angemessen verteilen. Außerdem sei empfohlen, die oberen und unteren Anker derselben Wand nicht nur an den Enden, sondern auch bei größerer Länge noch mehrmals in der Mitte, etwa an den Stellen, wo Querwände anstoßen, durch senkrechte schmiedeeiserne Bänder miteinander zu verbinden, um auf diese Weise die Zug-

festigkeit des Mauerwerkes auch in senkrechter Richtung zu unterstützen und einen geschlossenen festen Träger zu erhalten.

Die Verankerungen an einem Gebäude in Essen bestehen im besonderen aus gußeisernen Eckplatten, welche außen mit den nötigen Ansätzen und Öffnungen zum Aufnehmen der Zuganker versehen sind. Die Fig. 1050, 1051 stellen eine Eckplatte für äußere Verankerungen dar, mit 2 übereinander liegenden Zugankern, die Fig. 1052, 1053 eine Eckplatte für äußere und innere Verankerung mit je einem Zuganker. Fig. 1054 zeigt Form und Abmessungen von Zwischenplatten zur Aufnahme von je 2 Zugankern;

Fig. 1050, 1051.

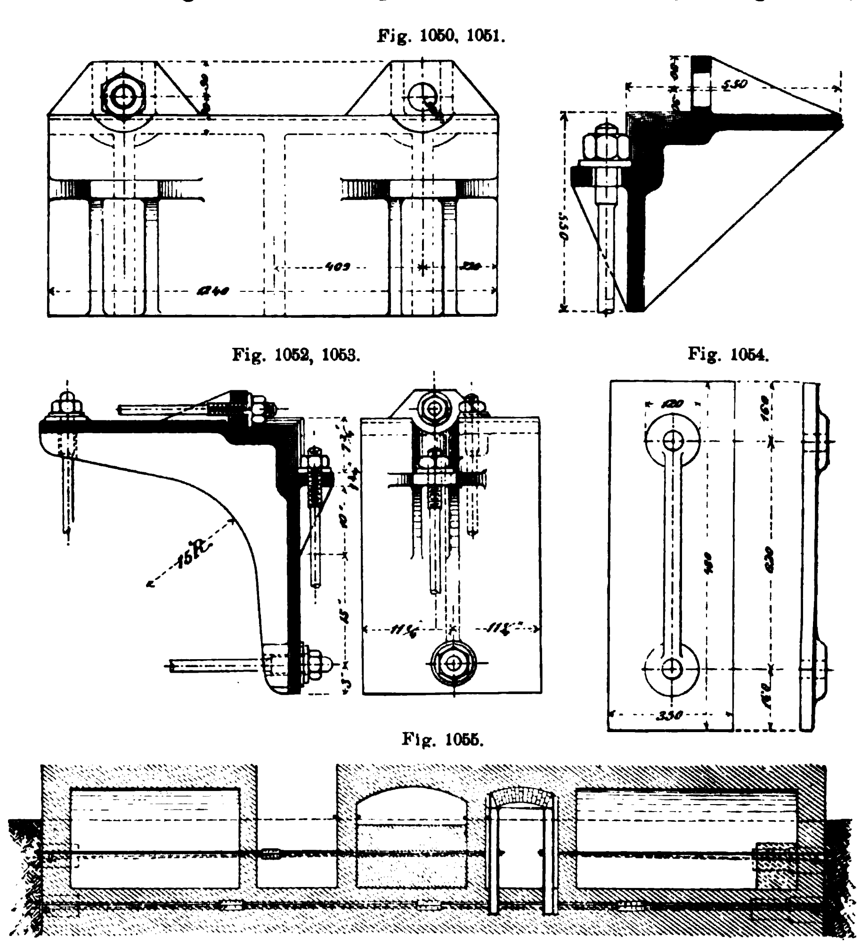


Fig. 1052, 1053.

Fig. 1054.

Fig. 1055.

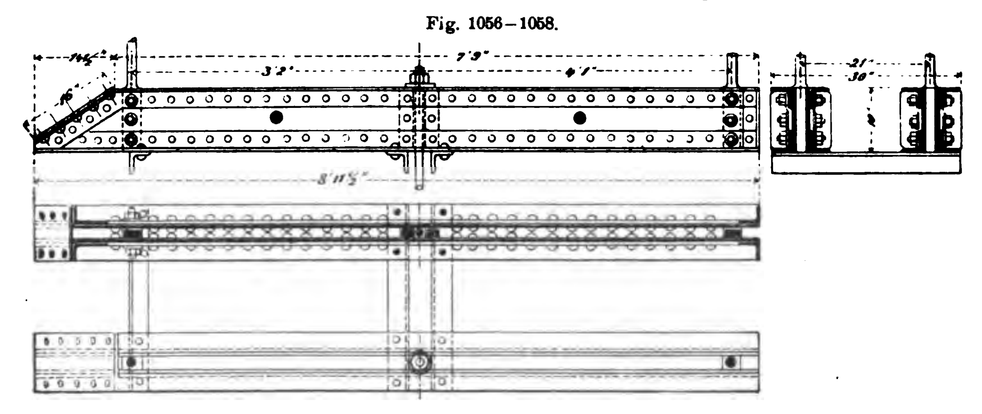
die Dicke der Platte ist 32 mm. Die Zuganker selbst sind bei geringen Längen durchgehend, bei größeren durch Laschen, Bolzen oder Schraubenschlösser gestoßen.

Wo Verankerungen durch Räume, welche für den Durchgang frei bleiben müssen, zu führen sind, geschieht dies durch eine Art schmiedeeisernen Türgestelles, welches unten und oben durch Zugstangen verbunden und oben bisweilen überwölbt ist, während die Teile der unterbrochenen Zuganker in deren Pfosten enden. Es stellt dies also eine Ausführung

ähnlich den Wechseln in Balkenlagen dar. Eine solche Anordnung zeigt Fig. 1055 in der ganzen Anordnung und Fig. 1056—1058 in den einzelnen Teilen.

Wo die Zuganker nicht gerade durchzuführen, sondern zu schleifen sind, müssen sie da, wo sie sich einander zu nähern beginnen, durch guß-

Fig. 1056—1058.



eiserne Stemmröhren oder andere Spreizen auseinander gehalten, und da, wo die Näherung aufhört, durch schmiedeiserne Zugbänder zusammengehalten werden, Fig. 1059. Bei paralleler Verschiebung der Zugrichtung einer einzelnen Verankerung, wie in Fig. 1060 bei C, werden zur sicheren Übertragung der Zugkraft bisweilen noch Kreuzbänder angewendet. — Gebäude mit einspringenden Ecken erfordern wenigstens bis zur Höhe der oberen Verankerungs-Ebene, also etwa bis zur Höhe des Kellergeschosses, die Herstellung voller Ecken durch Ausmauerung, um die oben erwähnten Eckplatten anbringen und eine zusammenhängende Verankerung herstellen zu können. Die Ausfüllung einer solchen Ecke mit einem zur besseren Übertragung der Zugkraft im Innern der Ecke angebrachten wagrechten Gewölbe zeigt Fig. 1060 bei A. Derartige Verankerungen werden in Essen bei Neubauten von vornherein, bei Ausbesserungsbauten nachträglich eingebracht. Neubauten erhalten in der Regel ein unter dem ganzen Gebäude durchgeführtes, etwa 2 Stein starkes Funda-

Fig. 1059.

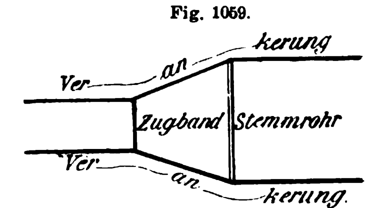
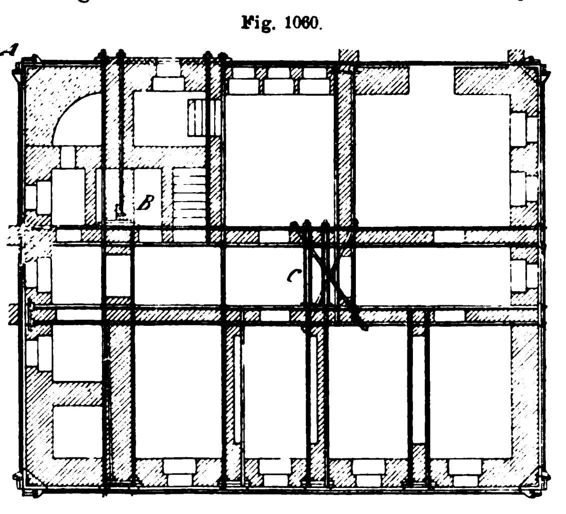


Fig. 1060.



ment aus Ziegelflachschichten, um welches die untere Verankerung sofort gelegt wird. Hierauf werden die Mauern und Deckengewölbe des Kellergeschosses ausgeführt, welche hierbei sogleich die etwa erforderlichen Verspreizungen erhalten, und dicht unter der Kellerdecke folgt alsdann die zweite Verankerung. Guter Mörtel und sorgfältige Arbeit erhöhen selbstredend die Festigkeit dieser gemauerten Tragwände. Da der Querschnitt der Anker sich mit der Belastung g vermindert, so führt man die Wände der übrigen Stockwerke in möglichst leichter Bauart aus, indem man vielfach Fachwerk anwendet, welches auch durch seinen Holzverband eine größere Sicherheit gegen Beanspruchung auf Zug bietet.

In einer von den Heinzerling'schen Vorschlägen etwas abweichenden Weise erstrebt Braun, Bau- und Maschinen-Inspektor bei der Bergwerks-Direktion in Saarbrücken, die Sicherung der Bauten auf Grubenterrain. Die Gebäude sollen in Fachwerk und so hergestellt werden, daß sie von Bodenbewegungen möglichst unabhängig sind, auch alle stattgefundenen Verschiebungen leicht wieder beseitigt werden können. Die Wände erhalten Fundamente von geringer Höhe, aber großer Breite aus plattenförmigen Bruchsteinen, die mit einem 2 Stein starken, 4—6 Schichten hohen Sockel aus Ziegelstein abgeglichen werden. Die darauf liegende, für die Umfassungswände verdoppelte Schwellenlage wird durch gute Verbindungen mit Bolzen, Laschen, Winkelbändern usw. zu einem einheitlichen festen Ganzen gemacht. Das auf den Schwellen stehende Fachwerk soll für jede Wand als ein unverschieblicher Gitter- oder Fachwerkträger konstruiert werden; und es sind die einzelnen Wände da, wo sie zusammentreten, möglichst unwandelbar miteinander zu verbinden; das gleiche gilt von der Verbindung der Wände mit den Schwellen. Der Dachverband setzt sich gleichfalls aus einer Anzahl unverschieblicher Systeme zusammen, die mit dem Gebälke fest verbunden werden. Kellerwände werden in gewöhnlicher Weise massiv erbaut, die Überdeckung geschieht mit Wellblech unter Benutzung von Eisenträgern. Für die Rauchleitungen dienen Blechrohre, welche mit Tonrohren ummantelt sind, die frei auf den Zimmerdecken stehen. — Es erscheint zweckmäßig, den angegebenen Vorkehrungen noch das Einlegen von eisernen Ankern in die Kellermauern oder von Bandeisenstreifen in die Fugen dieser Mauern hinzuzufügen.

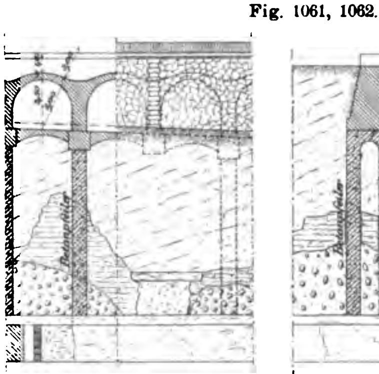
Noch andere Anordnungen wurden von Fr. Kunhenn zu Essen u. a. bei einem Geschäftshause in Essen und einem Schulhause in Rotthausen getroffen. Kunhenn hat die Wände über Kellermauerwerk gegen Durchbiegen dadurch gesichert, daß er dieselben aus Eisenfachwerk herstellte, das Fundament selber dagegen aus einzelnen Pfeilern, welche, um das Eindringen des äußeren Erdreiches in die Kellerräume zu hindern, nur durch schwache Wände verbunden sind. Ist nun eine teilweise Senkung eingetreten, so werden die letzteren durchschlagen, und wird mittels in den Öffnungen aufgestellter Erdwinden das Gebäude wieder in die wagrechte Lage zurückgebracht, durch die Winden in dieser auch so lange erhalten, bis die gesunkenen Pfeiler erhöht oder neu aufgemauert sind. Die Fachwerk-Konstruktion ist wie folgt eingerichtet: an beiden Langseiten liegt zunächst auf den Fundamentpfeilern ein I-Träger schwersten Profils und über denselben, von einzelnen Mittelpfeilern unterstützt, liegen die Querträger, welche zugleich als Widerlager der Kellerkappen dienen. Auf diesen ruht in den Außenmauern ein flaches U-Eisen, in gleicher Höhe rings umlaufend, welches zur Hälfte als Unterlage bezw. Schwelle für das Eisenfachwerk dient, zur anderen Hälfte aber (nach außen) das Verblendungsmauerwerk unterstützt. Das Fachwerk ist nämlich verblendet sowohl für den Zweck, um ein besseres Warmhalten der Innenräume zu erzielen, als auch für den anderen, um das Eisenfachwerk vor starken Temperaturwechseln zu schützen.

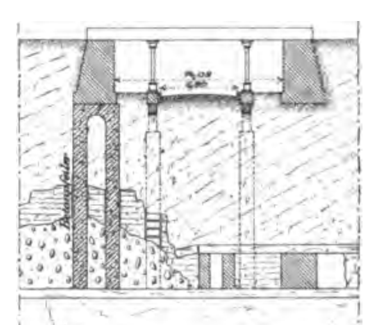
Die Bauwerke der Orleansbahn in und um Paris kamen mehrfach über alte Steinbrüche zu liegen, die ungenügend ausgefüllt und deren Druckgebirge durch zu schwache Pfeiler gestützt waren. Teilweise waren die-

selben auch eingefallen. Im ersteren Falle wurden die Decken durch genügend starke Pfeiler an denjenigen Stellen unterstützt, über denen das Bauwerk zu stehen kam. War die Decke eingestürzt, so wurde um die Einbruchstelle auf der Sohle des Steinbruches eine Mauer aufgeführt, welche die Ränder der Decke stützte. Der von der Mauer umschlossene Raum wurde dann voll Boden gestampft. Darauf senkte man eiserne Brunnen von 1,20 bis 1,50 ^{m} Durchmesser bis zur Sohle des Steinbruches, die mit Beton gefüllt und oben durch Bögen verbunden wurden, Fig. 1061 und 1062. (Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 585 und Taf. 61.)

b) Für Bauausführungen in Gegenden, welche häufig von Erdbeben heimgesucht werden, beachte man folgendes: Das Gebäude ist gegen den seitlich wirkenden Stoß des Bebens möglichst zu sichern. Gebäudeteilen, welche von der fortschreitenden Wellenbewegung in verschiedenen Zeitpunkten getroffen werden, ist volle Freiheit zu lassen, es läge denn die Möglichkeit vor, dieselben ganz sicher durch Eisen- oder Stahlbänder, wie unter B. S. 574 beschrieben, zu einem einzigen Körper zu vereinigen. Hohe Gebäudeteile (hohe Schornsteine) sind möglichst zu vermeiden, erf. Falls aus Eisen herzustellen. Da ferner die Heftigkeit der Bewegungen oft in nahe beieinander liegenden Orten sehr verschieden ist, so soll man für wichtige Gebäude durch Versuche einen möglichst ruhigen Platz ermitteln. Ferner zeigten sich die Bewegungen auf dem Grunde eines 3,5 ^{m} tiefen Schachtes auf Gesteinboden in Japan erheblich geringer als an der Oberfläche, daher soll man womöglich Felsgrund mit den Fundamenten aufsuchen. Auch bei dem Erdbeben, welches Laibach 1895 heimsuchte, zeigten die unmittelbar auf Felsgrund gegründeten Gebäude geringere Zerstörungen.

Fig. 1061, 1062.





Eine ausführliche Arbeit über Sicherung von Bauwerken im Erdbeben-Gebiete bringt John Milne auf Grund langjähriger Erfahrungen und Beobachtungen in Japan, deren Ergebnisse hier folgen mögen.

1. Man wähle, wie schon oben angegeben, möglichst festen Grund, der meist auch hoch liegt (keinen weichen Grund, keine Böschungen und Abhänge).

Auf solchem Grunde wende man entweder sehr feste starre Verbindungen (Eisen) oder sehr gelenkige (wie einen Weidenkorb) an. In beiden Fällen müssen — besonders die oberen Teile — möglichst leicht sein. Besonders geeignet sind Gebäude nach dem Barackensystem. (Holz oder Eisenfachwerk mit Hohlziegel-, Bimstein-, Schwemmsteinfüllungen, oder auch drainrohrartige Ziegel.) Die Wände sollen nicht zu hoch sein, die Öffnungen in gehöriger Lage sich befinden, so daß sie starke Verbände nicht stören; Decken und Dächer müssen sehr leicht und mit starken Verbänden hergestellt sein. Anstatt Verzapfungen, die das Holz schwächen, wende man bei Holzkonstruktionen besser gußeiserne Schuh, schmiedeiserne Klammern und Bolzen an.

Wegen der hohen Flutwellen bei Seebeben dürfen Gebäude an flachen Küsten oder in trichterförmigen Buchten, wenn sie sicher sein sollen, nicht in großer Nähe der See liegen, sondern höher hinauf. U. Umst. muß man

sie durch hohe Dämme schützen, da man auf Wellen bis gegen 30 m Höhe gefaßt sein muß.

Bei Brücken soll man die Pfeiler nicht so schwer machen. Auch hier werden schmiedeiserne Pfeiler (kein Gußeisen) widerstandsfähiger sein als massive. Letztere müßten mindestens viele Eiseneinlagen erhalten. Als Fundamente scheinen besonders Pfahlrost, Betonpfähle, hohle Mauerkörper geeignet, weil sie leicht sind. Wenn möglich, wird man auch hier Felsgrund zu erreichen suchen.

Immer werden Brücken im Erdbeben-Gebiete stark gefährdet bleiben, weil die Oberbaue so große Gewichte enthalten, welche die Diagonal-Verbände der (eisernen) Pfeiler außerordentlich stark während des Bebens beanspruchen. Kleine Öffnungen, also viele leichte Pfeiler werden daher zweckmäßiger sein, als wenige große Öffnungen.

c) Ein Fachwerk-Stations-Gebäude der Bahn Braunschweig-Meine für eine kleine Haltestelle, welches auf einer hohen, frischen Dammschüttung gebaut werden mußte, ist auf einen Schwellrost gestellt. Derselbe besteht aus einem unter sämtlichen Wänden verlaufenden gut zusammengezimmerten Schling von eichenen $^{16}/_{30}$ cm starken Schwellen, auf den sich die Balkenlage für die Fußböden stützen. Die Fachwerkswände sind mit ihren Schwellen auf diese Balkenlage aufgekämmt. Das sehr leicht gehaltene Dach ist mit den Wänden ebenfalls fest verankert. Der Schornstein ist auf einen Pfahl gestützt und kann im Dache gleiten.

Das Schling hat zeitweise an einer Seite ganz frei geschwebt und wurde wiederholt mit Kies unterstopft und auch durch Keile angehoben, ohne daß das Gebäude Schaden nahm. (Zentralbl. d. Bauv. 1895 S. 26.)

D. Vorsichtsmaßregeln bei Gründungen im Ebbe- und Flutgebiete.

Besondere Vorsicht ist nötig bei der Gründung von solchen Bauwerken auf Triebsand, bei denen die Pressung auf den Baugrund keine gleichmäßig-bleibende ist, wie z. B. bei Kaimauern mit Wechsel von Ebbe und Flut, an denen noch Schiffsringe befestigt sind, die zuzeiten starkem Zuge ausgesetzt sind. In Wilhelmshaven waren alle Mauern, die mit sehr breiten massiven Fundamenten auf den feinen Sand gegründet waren, soweit der Wasserstand bei Ebbe und Flut vor ihnen wechselte, so stark vorn übergekippt, daß der größere Teil derselben bereits verankert werden mußte, während der noch nicht verankerte Teil in nicht zu langer Zeit jedenfalls die gleiche Vorsicht erfordert. Mauern dagegen im inneren Hafen, die keinem nennenswerten Wasserstandswechsel ausgesetzt sind, aber mit ganz gleichem Fundamente auf dem gleichen Baugrunde stehen, zeigen keinerlei Kippbewegung.

Die Ursache der Kippbewegung hängt also jedenfalls mit Ebbe und Flut zusammen und erklärt sich dahin, daß bei jedem Niedrigwasser die Bodenpressung an der Wasserseite bedeutend steigt. Die Folge davon ist, daß der sehr feine Triebsand des Baugrundes sich von vorn nach der entlasteten Rückseite verschiebt und die Mauer eine ganz kleine Kippbewegung macht. Wenn nun das Wasser wieder steigt, kann die Mauer keine Rückwärtsbewegung wieder machen, weil gleichzeitig mit der Kippbewegung ein kleinstes Nachsinken des Hinterfüllungsbodens eingetreten ist. Diese einzelnen Bewegungen, die vielleicht nicht einmal bei jedem Niedrigwasser eintreten, sind selbstredend so klein, daß sie sich der Wahrnehmung entziehen, sie summieren sich aber im Laufe der Jahre und machten bei einer Mauer in Wilhelmshaven so viel aus, daß die Oberkante derselben um 25 cm vorgewichen war.

Um Abhilfe zu schaffen, wurde die Mauer hinten bis Niedrigwasser freigegraben. Dann wurden in Höhe von N.W. Löcher hindurchgetrieben, und nun wurde die Mauer verankert und ganz mit Schotter und Bauschutt hinterfüllt. Das Wasser kann jetzt hinter die Mauer treten, so daß es vor und hinter

derselben stets ungefähr gleiche Höhe hat. Infolgedessen ist die Beanspruchung des Baugrundes stets eine gleichmäßige.

Bei Neuausführungen empfiehlt es sich, gleich von vornherein eine solche Konstruktion zu wählen, bei der die Beanspruchung des Baugrundes sich gleich bleibt, außerdem aber die Ringe zum Festlegen der Schiffe nicht an der Mauer zu befestigen, sondern an langen eisernen Ankern, die in Röhren durch die Mauer hindurchgeführt und an Pfahlböcken hinter derselben festgelegt werden, so daß das Bauwerk gar keinen Zug durch sie erleidet.

Auch Pfähle unter der Vorderkante der Mauer werden zweckmäßig sein. (Näheres s. Zentralbl. d. Bauv. 1902.)

II. Ausbesserungs-Arbeiten beschädigter oder zu schwacher Bauwerke bezw. Fundamente, Unterfangung von Gebäuden.

Literatur.

Über eine Beschädigung der Peene-Brücke usw.: Deutsche Bauztg 1880 S. 588. — Holzkasten-Umschließung bei Ausbesserung eines schadhaften Pfeiler-Fundamentes von Bücking: Deutsche Baustg. 1884 S. 19. — Verdrückungen einer auf Tonboden gegründeten Steinbrücke usw. von Lübbers: Zentralbl. d. Bauv. 1887 S. 250. — Ausbesserung d. Kais de l'église St. Maurice in Sens: Ann. des ponts et chauss. 1891 I S. 475. — Ausbesserung der Fundamente der Pfeiler der Straßenbrücke über d. Yonne bei Joigny: Ann. des ponts et chauss. 1891 I S. 885. — Unterfahren des Gerichts-Gebäudes in Calcutta: Eng. news 1895 I S. 229. — Wiederaufbau des eingestürzten Pfeilers der Ruhrbrücke bei Hohensyburg von Breuer: Zeitschr. f. Bauw. 1895 S. 319, 829. — Arbeiten zur Erhaltung der gew. Eisenbahnbrücke über den Elbbach bei Willmenrod von Fliegelskamp: Zentralbl. d. Bauv. 1896 S. 310. — Bewegl. Kasten zur Ausbesserung von Kaimauern: Ann. des ponts et chauss. 1897 I S. 298. — Ausbesserung eines Pfeilers der Eisenbahnbrücke über den Missouri bei Bismarck: Eng. news 1898 I S. 278. — Gebrauch eiserner Kasten zur Wiederherstellung von Molen im Hafen zu Madras: Ann. des ponts et chauss. 1897 III S. 431. — Pfeilersenkung und Bruch im Gebäude des Kriegsminist. in Wien: Zeitschr. d. öster. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898 S. 656. — Ausbesserung des Fundamentes des linken Pfeilers der Yonne-Brücke zu Sens von Doniot: Ann. des ponts et chauss, 1899 II S. 252. — Derselbe Gegenstand: Nouv. ann. de la constr. 1900 S. 42. — Ausbesserung einer Mole in Alderney: Eng. news. 1899 Vol. 42, S. 87. - Verstärkung der Wände zwischen den Klärbecken zu Kansas-City durch starke Pfeiler: Eng. news 1900 Bd. 43, S. 3. — Ausbesserung eines Brückenpfeilers in Washington: Eng. news 1900 II S. 54. — Verbesserung eines Pfeilerfundamentes mit Hilfe eines ringförmigen Senkkastens: Eng. news 1900 II S. 73; Schweiz. Bauztg. 1900 II S. 165; Zeitschr. f. Transportw. u. Straßenbau 1900 S. 517. — Verbesserung seicht angelegter Grundmauern von Brückenpfeilern: Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1900 S. 433. — Verstärkung und Umbau der Pfeiler der Cornwall-Brücke ebenfalls durch Ringcaissons: Eng. rec. 1900 Bd. 42, S. 613. — Ausbesserung des Grundbaues vom Hotel Wollaton in Brookline: Eng. news 1900 II S. 327. — Unterfahrung hoher Mauern: Eng. rec. 1901 Bd. 43, S. 110; Revue industr. 1901 S. 76; Eng. rec. 1902 Bd. 46, S. 299. — Umbau des Pfeilers IV der Aquaductbrücke zu Georgetown: Eng. rec. 1901 Bd. 44, S. 125. — Unterfahrung des Columbus-Denkmals in New-York: Eng. rec. 1901 Bd. 44, S. 77. — Unterfangung des Gebäudes der Bank von New-York: The Eng. rec. 1902 Bd. 46, S. 299. — Sicherung eines unterspülten Brückenpfeilers: Eng. rec. 1902 Bd. 45, S. 122. — Grundwerk-Beschädigung und ihre Ausbesserung: Eng. news 1902 I S. 356; desgl. Eng. rec. 1902 Bd. 45, S. 442. — Vergrößerung und Vertiefung eines Schornsteinfundamentes in Hannover: Ann. f. Gew. u. Bauw. 1903 I S. 79. — Schwierige Unterfahrung eines Bankgebäudes in New-York: Eng. rec. 1903 Bd. 47, S. 454. — Verbreiterung des Wilhelminen-Kais in Rotterdam: Le génie civ. 1903 S. 108. – Verstärkung der Fundamente eines Kaufhauses in Chicago: Eng. rec. 1903 Bd. 47, S. 194. — Unterbauen einer Säule: Eng. rec. 1903. — Ausbesserungsarbeiten der unterspülten Schleuse bei Veere: Zentralbl. d. Bauv. 1903 S. 474. — Wiederherstellung schadhafter Bauwerke: Zentralbl. d. Bauv. 1903 S. 517 und 639. — Wiederherstellungs-Arbeiten an den Brückenköpfen der Elisabeth-Brücke in Budapest: Der Techniker 1903 Oktober; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1903 S. 1881; Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1904 S. 474. — Bruch der Schleuse des Dortmund-Ems-Kanals bei Meppen: Zentralbl. d. Bauv. 1904 S. 545. — Unterfangung und Verlängerung von Säulen nach unten, um ein Schwimmbassin einzubauen. Die Säulen, durch Luftraum und Zementmantel geschützt, gehen durch das Schwimmbassin hindurch: The Eng. rec. 1903 Bd. 48, S. 570. — Sicherung der Fundamente bei der Karlsbrücke in Prag: Allg. Bauztg. 1904 S. 91. — Wiederherstellungs-Arbeiten am Trockendock in Dünkirchen: Ann. des ponts et chauss. 1904 I S. 101. — Unterfangung einer hohen Mauer mit Kragträgern, die mit Beton umkleidet wurden: Eng. rec. 1904 Bd. 50, S. 68.

A. Unterfangung von Hochbauten.

Die Unterfangungen zur Verstärkung von Fundamenten bieten im allgemeinen stets dasselbe Bild. Man entlastet die Fundamente, indem man über denselben starke Träger durch die Mauern zieht, welche an den

Enden provisorisch auf Holzstapel oder dergleichen aufgelagert und dadurch zum Tragen gebracht werden, daß man sie durch Satzschrauben oder Keile hebt. Sind die Fundamente auf diese Weise entlastet, so können sie abgebrochen und erneuert oder verstärkt werden.

a) Die Fig. 1063 und 1064 (aus Revue industr. 1901 S. 76) zeigen die typische Darstellung einer derartigen Unterfangung, die in A m e r i k a bei einem Gebäude von 25 × 36 ᵐ Grundfläche und 18 ᵐ Höhe angewendet wurde, bei dem aber nicht nur eine Erneuerung des Fundamentes, sondern ein Heben des ganzen Gebäudes um 3,60 ᵐ vorgenommen wurde, um ein neues Stockwerk unterzubringen.

Mit den Schrauben *f* wurde angewunden. War der Hub zu Ende, so wurde das Gebäude auf die Stempel *d* abgesetzt und die Schrauben wurden zurückgedreht. Nach Erhöhung der Stapel *c* wurde wieder angewunden und nun zunächst das alte Fundament weggebrochen. Beim Ablassen der Schrauben wurden nun die Mauern *a* nicht mehr seitlich, sondern durch senkrecht daruntergestellte Stempel unterstützt. Nachdem das Gebäude so 3,60 ᵐ gehoben war, geschah die Abstützung ausschließlich durch die Stapel *c* zu beiden Seiten, während der Raum unter den Mauern zur Aufführung der neuen Wände freigemacht wurde.

Fig. 1063.

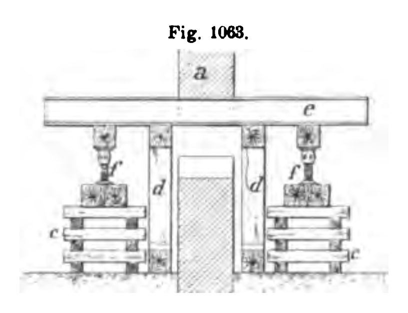


Fig. 1064.

b) In Kiel waren der Giebel und die angrenzenden Wände eines mehrstöckigen Gebäudes stark gerissen, weil eine Brauerei neben demselben einen Schornstein auf Brunnen gegründet hatte. Das Haus sollte anfänglich abgebrochen werden, wurde aber auf Anraten des Verfassers nur in den Fundamenten genügend verstärkt, indem man die Kellerräume an dem versackten Teile mit Stampfbeton ausfüllte und Giebel und angrenzende Wände auf das so bedeutend vergrößerte Fundament durch starke I-Eisen abstützte, die in den Beton eingebettet wurden und mit ihren Enden in die versackten Wände eingriffen. Außerdem wurden Wände und Giebel noch in sicherer Weiche verankert.

c) In England hat man das S t a d t h a u s z u G r e a t Y a r m o u t h n a c h t r ä g l i c h a u f S c h r a u b e n p f ä h l e g e s t e l l t, nachdem die alten Fundamente 20 bis 31 ᶜᵐ gesunken und infolgedessen die Wände gerissen waren. Der Baugrund bestand zu unterst aus einer starken Kiesschicht, welche von 4,8 bis 5,4 ᵐ Schlamm überlagert war, auf dem 1,5 bis 1,8 ᵐ aufgeschütteter Boden ruhte. Während man ursprünglich gewagt hatte, auf diesem schlechten Grunde eine einfache Betonschüttung als Fundament auszuführen, sollten die Schraubenpfähle des neuen Fundamentes in die feste Kiesschicht hineingetrieben werden. Die Ausführung war folgende: Zu beiden Seiten der alten Betonfundamente versenkte man gußeiserne Schraubenpfähle von 0,90 ᵐ äußerem, 0,75 ᵐ innerem Durchmesser (Fig. 1065, 1066), 6,9 ᵐ Länge und 1,2 ᵐ äußerstem Schraubendurchmesser bis 0,9 ᵐ in den Kies, die nach Versenkung mit Zement-Beton ausgefüllt wurden. Der Durchmesser war so bemessen, daß der Beton allein die Last des Gebäudes (im ganzen 5000 ᵗ) tragen konnte. Parallel zur Mauer wurden

dann 2 Reihen I-Eisen auf die Schraubenpfähle gelegt, unter diese, quer unter dem Fundament hindurch, andere I-Eisen von 150 × 150 × 375 mm gestreckt und an die ersteren an jedem Ende mittels 2 starker Schrauben von 50 mm Durchmesser angehängt. Nachdem dann mittels der Schrauben die tiefer gesunkenen Mauerteile bis zur Höhe der am wenigsten gesunkenen angehoben waren, wurden die ganzen Eisenteile in Beton gebettet. Die Kosten für die Unterfangung des 396 × 32,4 m großen und 15 m bis zur Traufe hohen Gebäudes, welches auch einen Turm von 33 m Höhe besitzt, dessen Fundamente selbstredend einen entsprechend stärkeren Unterbau erhielten, betrugen 207 980 Frcs. Ob man auf die eiserne Aufhängung dauernd rechnen kann, erscheint fraglich. (Les ann. des trav. publ. 1890, S. 76 u. f.)

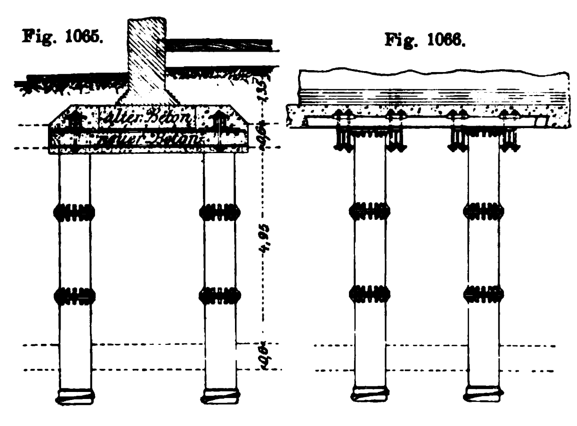


Fig. 1065. Fig. 1066.

d) Die Verlängerung des Fundamentes eines 33 m hohen Schornsteines nach unten um 1,60 m wurde in Hannover ausgeführt, weil ein Gebäude in der Nähe desselben gebaut werden sollte, dessen Keller erheblich tiefer reichte als das Schornsteinfundament. Der Schornstein und alle Gebäude in der Nähe wurden gehörig abgesteift und das Fundament stückweise untermauert. Erfolg durchaus günstig.

B. Ausbesserung von Rissen in Kaimauern und Fundamenten, Verstärkung von Fundamenten durch Zement-Einspritzung.

a) Um Risse in senkrechten glatten Mauern oder undichten Stellen in Spundwänden ohne Taucher unter Wasser ausbessern zu können, hat man mit Vorteil einen unten geschlossenen, oben und an einer senkrechten Seite offenen Kasten, vergl. Fig. 1067, von eckigem oder halbzylindrischem Horizontalschnitte aus Eisen oder Holz benutzt, dessen offene Seite so über den Mauerriß gelegt wird, daß der untere Abschluß des Kastens noch tiefer als das untere Ende des Risses liegt. Die Ränder der offenen Seite des Kastens sind mit Wergpolstern oder Gummistreifen versehen, so daß sie sich wasserdicht gegen die Mauerflächen legen. Man kann alsdann das Wasser aus dem Kasten auspumpen, denselben besteigen und in ihm unterhalb des Wasserspiegels beliebige Arbeiten (Einlassen von Bolzen, Fugendichten usw.) an der Mauerfläche bezw. der Spundwand vornehmen.

Fig. 1067.

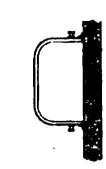


Fig. 1068 (aus Ann. des ponts et chauss. 1897 I S. 304) zeigt einen größeren derartigen Kasten zum Ausbessern einer schadhaften Kaimauer im Bassin Carnot zu Calais. Derselbe hat zu beiden Seiten wasserdichte Kasten, so daß er schwimmend gegen die schadhafte Kaimauer gebracht werden konnte. Die Flächen, welche den dichten Anschluß an der Mauer bewirken sollen, haben starke Leisten aus hartem Holze, auf deren Anlageflächen dreieckige Leisten aus weichem Holze befestigt sind. Die

weitere Dichtung erfolgt durch Tauwerk, Werg usw. In unserer Fig. 1068 ist das große Rohr das Saugrohr der Pumpe, welche zunächst in Tätigkeit gesetzt wird, um den dichten Anschluß zu bewirken und den Kasten leer zu pumpen. Zum Lenzen wird später nur der Pulsometer benutzt, welcher ebenfalls in der Figur sichtbar ist. Näheres in der umstehend angegebenen Quelle.

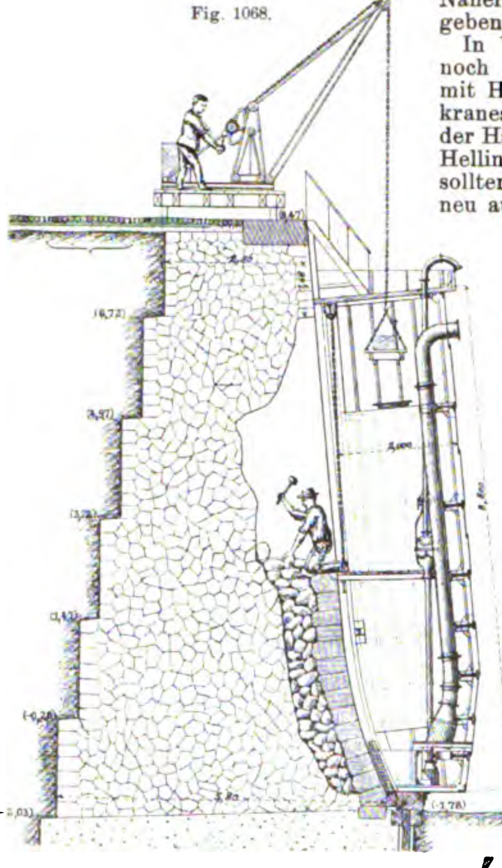


Fig. 1068.

In Wilhelmshaven wurden mit noch größeren Kasten, die aber mit Hilfe eines großen Schwimmkranes angelegt wurden, die Ecken der Häupter eines Docks und eines Helling, die verbreitert werden sollten, abgebrochen und darauf neu aufgemauert.

Die Kasten griffen um die Ecken herum. Die Dichtung an den Dock- bezw. Hellingwänden geschah mittels dicker Wergpolster.

b) Beim Umbau der Elbing-Brücke bei Elbing ist der in Fig. 1069 (aus Zeitschr. f. Bauw. 1898 S. 34) dargestellte Apparat benutzt, um die Fugen des alten Fundamentes mit Zement zu füllen. In den Zementkessel wird durch den Trichter *a* flüssiger Zement eingelassen und durch das Rührwerk, dessen Kurbel oben auf dem Kessel sich zeigt, in steter Bewegung gehalten. Ein im Trichter angebrachtes engmaschiges Sieb verhindert das Einlaufen von ungelösten Zementklumpen. Inzwischen war bei geschlossenem Ventile *b* des Luftkessels in diesem ein Luftüberdruck von 1,5 bis 2 Atm. erzeugt. Nachdem der Trichterhahn *d* geschlossen und die Ventile *b* und *c* geöffnet waren, trieb dann die Preßluft den flüssigen Zement (stets rühren!) durch den am Boden des Zementkessels ansetzenden Schlauch in die ringsherum dichtgemachte Fuge. Der Apparat stammte aus der Pumpenfabrik von A. Wolfsholz in Elberfeld. Näheres aus der oben genannten Quelle.

Fig. 1069.

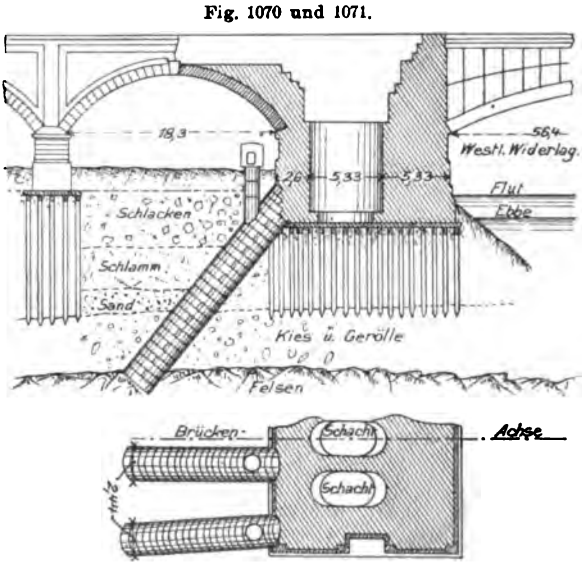
Einen ähnlichen Apparat findet man abgebildet im Génie civil Nov. 1904 S. 42. Derselbe wurde beim Tunnelbau zwischen New-York und Brooklyn benutzt, um die eiserne Tunnelröhre außen mit einer Zementschicht von einigen Zentimetern Stärke zu umhüllen.

Bei einem Hochwasser der Wupper war in Barmen ein 12 m langes Stück der Ufermauer weggerissen, und die Fundamente eines nur wenige Meter abseits stehenden Hauses waren dadurch zum Teil freigelegt, so daß Einsturzgefahr vorlag. Unter den vorliegenden Umständen war nicht daran zu denken, das Fundament zu unterfangen. Es wurde ihm daher auf die Weise neuer Halt gegeben, daß man vom Keller aus an den Umfassungswänden entlang etwa 1,5 m tiefe Bohrlöcher in Abständen von je 0,30 m niederbrachte, in welche man mit dem in Fig. 1069 dargestellten Apparate Zement einpreßte. Das Gebäude wurde so erhalten. (Zentralbl. d. Bauv. 1903 S. 517.)

C. Sicherung von Pfeilern gegen Gleiten.

a) Sicherung der Fundamente der Brücke von Chestnut-Street in Philadelphia. Die Brücke hat 2 mit eisernen Bögen überspannte Öffnungen von je 56,4 m Weite. Das westliche Widerlager bilden 2 massiv überwölbte Öffnungen, an welche sich eine Stützmauer anschließt. Der Boden besteht oben aus Schlamm, darunter aus Sand und Kies auf Felsen aufgelagert. Die Gründung ist mittels Pfahlrost erfolgt, der bis in den Kies reicht, aber da alle Pfähle senkrecht stehen, in dem Schlamm keinen Halt gegen Schub bot. Infolgedessen wich das westliche Widerlager der Bogenöffnung nach Westen aus und mußte verstrebt werden. Dies geschah mittels vier eiserner Röhrenpfeiler, die mit Hilfe von Preßluft unter 45° bis auf den Felsen getrieben und mit Beton gefüllt wurden, Fig. 1070 und 1071 (aus Wochenblatt für Baukunde 1885 S. 146).

Fig. 1070 und 1071.



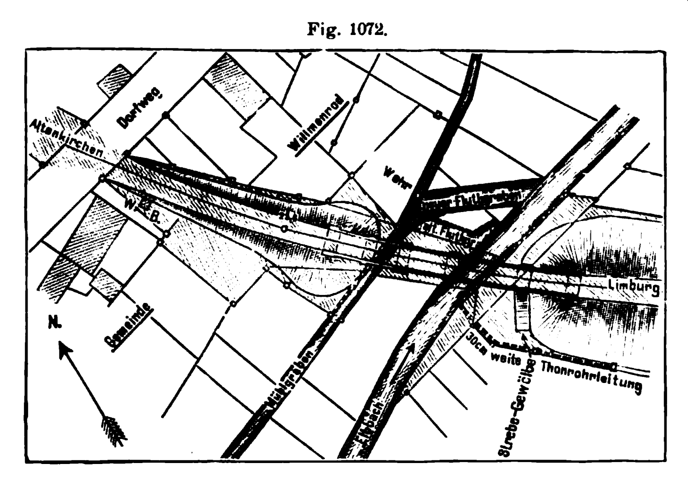
Das Verfahren bei dem Bau war das gleiche wie bei dem Vortriebe des Hudson-Tunnels und rührte wie dort von Anderson her.

Die Zylinder haben je 2,44 m Durchmesser und sind etwa 19,82 m lang. Sie bestehen aus Eisenblech von 12,7 mm Stärke Jede Tafel ist 0,61 m breit und etwa 0,91 m lang, so daß sie durch die Luftschleuse eingebracht werden können.

8 Tafeln waren nötig, um einen vollen Ring zu bilden. Der Rand einer jeden Platte ist ringsum mit aufgenieteten Winkeln gesäumt, mit deren Hilfe sie zusammengeschraubt werden. Der Arbeitsvorgang war folgender. Möglichst nahe dem Pfeiler wurde der Boden bis auf den Wasserspiegel fortgegraben, um hier ein senkrechtes Schachtrohr von 1,22 m Durchmesser aufzustellen, welches unten so ausgebildet war, daß man die Bleche der schrägen Strebepfeiler an demselben anschrauben konnte. Oben trug das Rohr die mit doppelter Kammer für ununterbrochenen Betrieb

versehene Luftschleuse. In der Hauptsache zeigte sich das Erdreich so fest und dicht, daß man ohne Preßluft mehrere Ringe des schrägen Pfeilers an das Schachtrohr anschrauben konnte. Später jedoch mußte Preßluft benutzt werden. Man begann immer mit den oberen Platten und setzte daran in regelmäßiger Reihenfolge die weiteren bis zum Schlusse eines Ringes. Um den unteren Rand des Zylinders immer möglichst wagrecht zu haben, wurden gleichzeitig immer 3 Ringe vorgetrieben. Die Abraummassen wurden in Säcken durch die Luftschleuse entfernt. Die Stöße und Bolzen der Bleche wurden mit Schlamm verschmiert. War der Felsen erreicht, so wurde er abgearbeitet, der Zylinder mit Beton gefüllt und mit demselben Material der sägeförmige Anschluß an den Pfeiler hergestellt.

Fig. 1072.



b) Wiederherstellungs-Arbeiten an den Brückenköpfen der Elisabeth-Brücke in Budapest (einer Hängebrücke) wurden erforderlich, weil dieselben bei der Aufstellung des eisernen Oberbaues zu rutschen anfingen.

Fig. 1073

Beide Köpfe wurden durch Vorbaue aus Betonblöcken von 40 auf 22,3 m Grundfläche befestigt, die auf je 5 Senkkasten mehrere Meter tief unter der Flußsohle gegründet wurden. Die Vorbaue ermöglichten es, die Brückenköpfe eines jeden Ufers durch 5 m dicke Mauern miteinander zu verbinden. Außerdem wurden die Kammern, in denen die Ketten verankert sind, durch Mauerblöcke von je 280 t Gewicht beschwert.

c) Eisenbahnbrücke über den Elbbach bei Willmenrod. Bei der gewölbten Brücke hatte sich das östliche Widerlager um 125 cm verschoben und der Pfeiler V um 91 cm, der Pfeiler IV um 19 cm gesetzt. Dabei war das Bauwerk noch nicht zur Ruhe gekommen. Fig. 1072—1074 (aus Zentralbl. d. Bauv. 1896 S. 310, 311). Die Ursache des Setzens war im Aufweichen des tonigen Baugrundes zu suchen. Es wurden die in Fig. 1072 dargestellten Sohlengewölbe und für Pfeiler V ein einhüftiger Bogen als Strebe angebracht, Fig. 1073. Ferner wurden Teile der Steinmauern erneuert und miteinander verankert, Fig. 1074, sowie endlich dafür gesorgt, daß von dem unter der Brücke hindurchfließenden Bache und Mühlengraben,

sowie von Hochwasser und Regen sich ansammelndes Wasser nicht an die Fundamente gelangte. Selbstredend wurden alle Risse in den Pfeilern und Gewölben gut gedichtet und letztere, mit einer neuen isolierenden Abdeckung aus Asphalt, Blei und Asphalt in heißem Steinkohlenteer verlegt, von neuem ausgestattet. Über der Abdeckung wurde eine 20 cm hohe Sandschicht und darüber die Gleisbettung aus Packlagesteinen und Kleinschlag eingebracht. Endlich wurde noch der Flutgraben, welcher den Mühlengraben mit dem Elbbach verband und sehr nahe am Bauwerke lag, in weiterem Abstande und mit geringerem Gefälle angeordnet, um auch bei diesem Eindringen von Wasser in den Boden möglichst zu verhindern. Näheres Zentralbl. d. Bauv. 1896 S. 310.

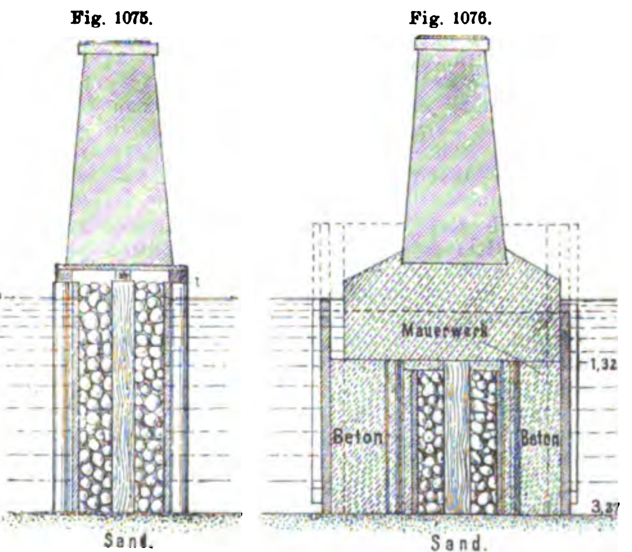
Fig. 1074.



D. Wiederherstellung durch Unterspülung und anderweit beschädigter Pfeiler von Brücken.

a) Ein Pfeiler einer Brücke in der Bremen-Oldenburger Chaussée, der auf Pfahlrost gegründet war, bedurfte insofern einer gründlichen Reparatur, als der Pfahlrost im Sommer bei gewöhnlichem N.W. trocken fiel. Fig. 1075. Infolgedessen waren die Pfahlköpfe verfault. Um den Pfeiler wieder tragfähig zu machen, baute man am Lande die 4 wasserdichten Wände eines Kastens, mit welchem man den Pfeiler umschließen wollte, zusammen, flößte sie einzeln zum Pfeiler und fügte sie an der Eisenkonstruktion der Brücke hängend wasserdicht zusammen.

Fig. 1075. Fig. 1076.



Der Kasten wurde darauf auf den vorher gereinigten und geebneten

Grund gesenkt und mittels Handrammen so weit als möglich in denselben eingetrieben. Der Zwischenraum zwischen den Kastenwänden und dem alten Pfeilerfundamente wurde 2 m hoch unter Wasser ausbetoniert, und da das Absenken des Wasserspiegels im Kasten bis zur Betonoberkante mittels 2 Handpumpen nicht gelingen wollte, das Wasser in dem ganzen Kolke, in welchem der Pfeiler stand, mit einer Kreiselpumpe so weit gesenkt. Nachdem das erreicht war, wurde die Steinschüttung zwischen den Pfählen mit einer Betonschicht abgedeckt und dann der Pfeiler unterfangen.

Mit dieser Arbeit begann man an den Pfeilerköpfen. Die alten Pfähle wurden dabei über der Betonschicht abgeschnitten und, wo dies nötig, durch provisorische Stempel ersetzt. Holme und Bohlenbelag wurden beseitigt, sobald das Mauerwerk bis unter dieselben aufgeführt war. Nach Unterfangung der Köpfe wurde dieselbe Arbeit bei den übrigen Pfeilern stückweise, von der Mitte beginnend, mit der größten Vorsicht ausgeführt. Das neue Mauerwerk besteht aus hartgebrannten Ziegeln in Zementmörtel. Die Wände des Umschließungskastens wurden nach Beendigung der Arbeiten unter N.W. abgeschnitten. Während der Ausführung durften nur einzelne Wagen über die Brücke fahren.

Kosten der Unterfangung:

Umschließungs-Kasten	555,25	M.
Betonierung	704,62	„
Unterfangungs-Arbeiten	1037,93	„
Wasserhaltung	348,39	„
Insgemein, Fuhrlohn usw.	84,75	„
Summa	2730,94	M.

Die Unterfangung erforderte 56 Maurer-, 32 Zimmermanns- und 24 Arbeiter-Tage.

b) Wiederherstellung des durch Hochwasser zerstörten Pfeilers der Eisenbahnbrücke über die Ruhr bei Hohensyburg. Es wurde hierfür eine eiserne Umschließung auf einem Gerüste gebaut und von demselben aus versenkt. Schon bei dem Rammen der Gerüstpfähle machten die Trümmer des alten Pfeilers viel Schwierigkeiten, noch mehr aber beim Absenken der eisernen Umschließung, trotzdem man die Trümmer, soweit sie nicht versandet waren, durch einen Priestmann'schen Bagger entfernt hatte. Das Versenken der Blechhülle geschah ebenfalls durch Baggern mit indischen Schaufeln, die Entfernung der Trümmer durch Taucher. Die Arbeit erforderte viel Zeit. Mit Hilfe eines Taucherschachtes wäre es wohl schneller gegangen. (Zeitschr. f. Bauv. 1895 S. 329.)

c) Sicherung eines Brückenpfeilers durch einen ringförmigen mit Hilfe von Preßluft versenkten Senkkasten. Bei Little Rock (Arkansas) zeigte ein Pfeiler einer Eisenbahnbrücke bedenkliche Senkungen, so daß er schließlich 30 cm überhing. Die Senkung war darauf zurückzuführen, daß die nur wenige Meter starke Sandschicht, welche den felsigen Baugrund überlagerte, nicht sorgfältig genug bei der Pfeiler-Gründung entfernt worden war.

Man baute nun um den kreisförmigen 9 m im Durchmesser haltenden, auf quadratischem Fundamente von 9,8 m Seite ruhenden Pfeiler einen quadratischen Senkkasten von 21 m äußerer und 14 m innerer Seitenlänge, Fig. 1077 u. 1078 (aus Engineering news 1900, II., Bd. 44, S. 74), dessen innere Wand von dem vorhandenen Pfeilerfundamente mithin auf allen Seiten 2,1 m abstand. Die beiden Wände dieses ringförmigen Kastens waren auf 2 m Höhe von der Unterkante mit einer festen Decke verbunden. Der Senkkasten bestand aus einem Stücke und wurde an Ort und Stelle auf einem um den Pfeiler hergestellten Gerüste zusammengebaut und von demselben aus versenkt. Als Material wurde im unteren Teile Eichenholz, im oberen frisches Fichtenholz verwendet.

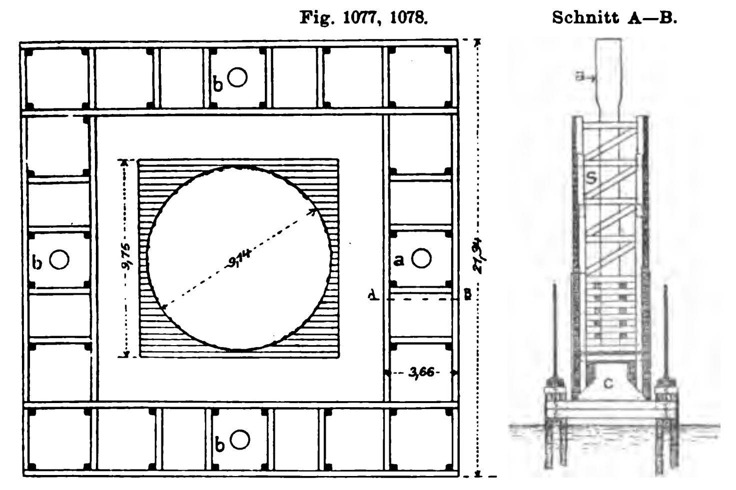
In der Mitte jeder der vier Kastenwände befand sich eine Luftschleuse. Da der Grund um den Pfeiler herum sehr ungleich war, mußten, um den Senkkasten einigermaßen gleichmäßig zum Aufsitzen zu bringen, 12000 Sandsäcke versenkt werden.

Der ringförmige Senkkasten wurde dann bis auf den Felsen bezw. in dessen Oberfläche hinein versenkt und mit Beton ausgefüllt. Dann wurde auch der Raum zwischen dem Ringcaisson und dem alten Pfeiler, der ebenfalls auf hölzernen Caisson gegründet war, sauber gereinigt und mit gutem Beton ausgefüllt.

d) Ebenfalls mit Hilfe von ringförmig die Pfeiler umgebenden Senkkasten, die aber aus Eisen bestanden, wurden die Pfeiler der Cornwall-Brücke, die zu schwach gegründet waren, verstärkt.

Die Caissons wurden um die Pfeiler herum aufgebaut, und bildete die äußere, über die Caissondecke hinaus bis über Wasser verlängerte Blechwand einen dichten Abschluß, nachdem der Ringcaisson in den tragfähigen Grund eingesenkt und mit Beton gefüllt war. Der Raum zwischen der

Fig. 1077, 1078. Schnitt A—B.

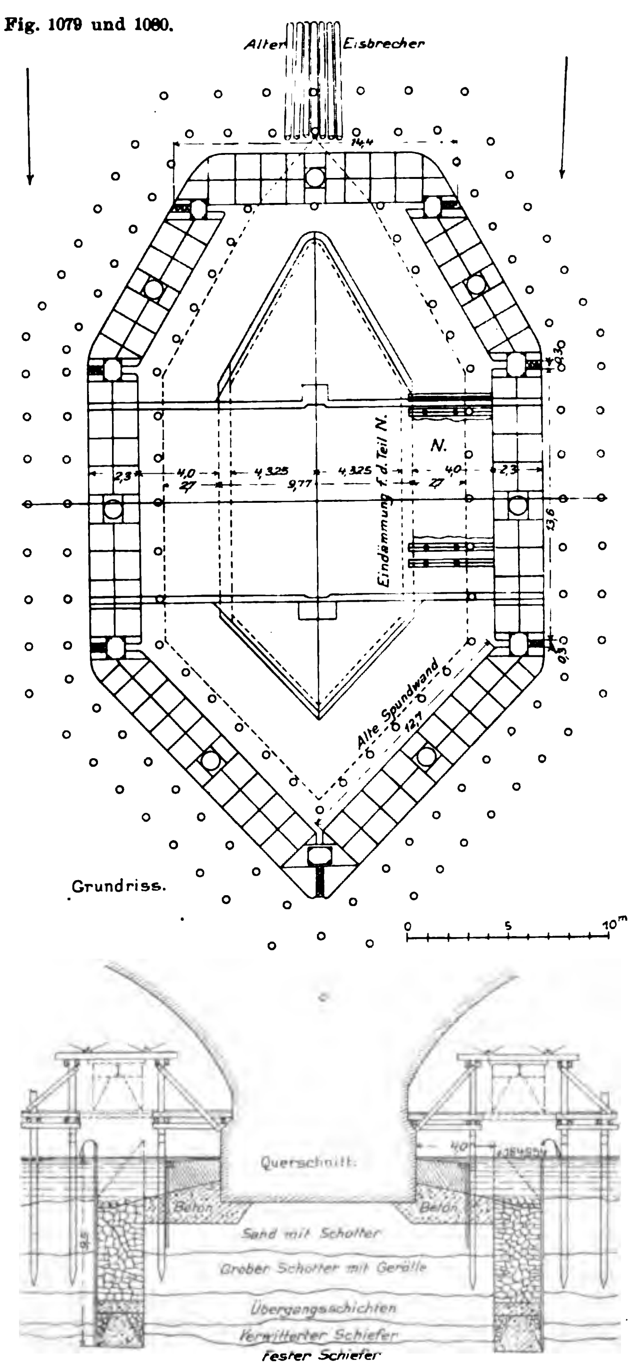


a. Hauptschacht, b. Hilfsschacht, c. Arbeitskammer, S. mit Sand gefüllte Räume.

erwähnten dichten Blechwand und dem alten Pfeilerfundamente wurde dann bis über Wasser mit Beton gefüllt, und zwar unten mit Naßbetonierung und demnächst nach Auspumpen des Wassers mit Stampfbeton.

e) Ein ähnliches Verfahren hat man zur Sicherung der Fundamente der Karls-Brücke in Prag angewendet, die 1890 durch Hochwasser teilweise zerstört war. Man hatte gleich nach der Beschädigung zur Sicherung der beschädigten Pfeiler-Fundamente Fangedämme um die einzelnen Pfeiler geschlagen, den Zwischenraum zwischen diesen und den Pfeilern mit Beton gefüllt und die Spundwände durch Steinschüttung (außen herum) gesichert. Diesen Arbeiten war indessen nicht recht zu trauen, weil einesteils die Spundwände wegen der vielen Gerölle und Brückentrümmer sehr undicht ausgefallen waren, und weil dazu die Fangedämme und Steinschüttungen das Profil verengten, also die Strömung vergrößerten. Es wurde daher beschlossen, den Betonkranz und die Spundwand zu beseitigen, einen neuen bis zum Felsen reichenden Fangedamm aus 7 mit Preßluft zu versenkenden Senkkasten herzustellen, die untereinander verbunden werden und so tief unter dem Wasserspiegel endigen sollten, daß sie kein Schiffahrts-Hindernis bildeten. Die Ränder der Pfeiler sollten

Fig. 1079 und 1080.



außerdem unterfangen und der Zwischenraum zwischen dem Caisson-Fangedamm und dem Pfeiler mit Beton gefüllt werden. Fig. 1079 u. 1080 (aus der Allgem. Bauzeitung 1904 Taf. 49) zeigen den Grundriß und Querschnitt eines Pfeilers und Fangedammes.

Die einzelnen Caissons haben an ihren Stirnflächen sich gegenüberliegende Aussparungen, welche, nachträglich mit Beton gefüllt, den vollständigen Abschluß herstellen. Wie dies ausgeführt wurde, ist im Abschn. VI M. Kap. II Seite 500 näher beschrieben.

Die eisernen Caissons wurden anfänglich an Ketten geführt, um ihre Stellung zu sichern. Es kamen aber dabei wie gewöhnlich verschiedene Unglücksfälle vor, so daß man die Ketten (was immer zu empfehlen ist) fortlassen mußte.

Die Mantelbleche (4 mm) der Caissons, die einen wasserdichten Abschluß herstellen sollten, reichten bis über Wasser und ließen sich abnehmen.

Um bei Versenkung der Caissons zu verhindern,

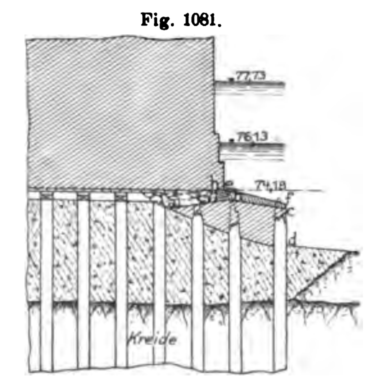
daß Preßluft unter die Fundamente der alten Pfeiler dringe und dieselben lockere, wurden zur Abführung der Preßluft Exhaustoren angewendet, deren unteres Ende höher war, als die Schneide der Senkkasten. (Oeffnungen in der Schneide der Senkkasten auf der den Pfeilern abgewandten Seite hätten dieselben Dienste getan. Eventl. konnte man diese Schneide auch nur um 5 bis 10 cm höher anordnen, als die der drei anderen Seiten.) Der Fangedamm war von guter Dichtigkeit, so daß von einem Zuflusse in die Baugrube kaum etwas zu merken war.

Nach Entfernung der alten Verstärkungen und des Sandes, welcher sich in den alten Auskolkungen abgelagert hatte, wurde der Pfeiler untermauert, und zwar bis zur festen Schotterschicht und in gutem Verbande mit dem alten Mauerwerke. Nach Vollendung der Pfeiler-Untermauerung wurde der Zwischenraum zwischen derselben und dem Caisson-Fangedamme mit Stampfbeton gefüllt.

Die Kosten der Ausführung waren zu 278000 Kr. für 1 Pfeiler veranschlagt. Der Unternehmer erhielt noch 10 % Zuschlag.

f) **Ausbesserung eines Pfeilers einer Aquadukt-Brücke bei Washington.** Der Pfeiler stand auf Fels, der mit einer mäßigen Schicht Klai und Sand überlagert war. Stromaufwärts war dieser Boden nicht genügend unter dem Fundamente entfernt, so daß sich der Pfeiler setzte, bedeutende Risse bekam und unter dem Eisbrecher ein großer Mauerkörper abgebrochen war. Man umgab den Pfeiler mit einem starken Fangedamme und pumpte denselben leer, was große Schwierigkeiten machte. In dem Fangedamme wurde der Pfeiler dann teilweise erneuert. Näheres mit Abbildg. Eng. news 1900, II Bd. 44 S. 54.

Fig. 1081.



Das Absenken der Fangedämme mit Hilfe von Preßluft, wie unten beschrieben, führt sicherer zum Ziele.

g) Ein **Pfeiler** der Eisenbahnbrücke über den Missouri bei **Bismarck** (Norddakota) zeigte sich schlecht fundiert. Man stützte die Brücke provisorisch ab, rückte den Pfeiler um 2,13 m beiseite, verbesserte das Fundament und schob den Pfeiler wieder darauf.

h) Ausbesserung der **Fundamente der Pfeiler einer Brücke bei Joigny** über die Yonne.

Die sehr heftige Strömung, welche die Vorköpfe und die eine Längsseite der Pfeiler traf, hatte den Beton zwischen dem Pfahlrost der Fundamente und die Pfahlköpfe samt den Holmen und dem Bohlenbelage durch die mitgeführten Geschiebe zernagt, so daß die Pfeiler am Kopf und der einen Längsseite teilweise ohne Unterstützung waren. Man ließ zunächst durch Taucher alle losen Teile bis auf den noch festen Beton entfernen und säuberte auch die Pfahlköpfe. Dann ergänzten die Taucher den zerstörten Beton durch Bruchstein-Mauerwerk, indem sie zunächst ein Mörtelbett herstellten, für welches ihnen schnell bindender Zementmörtel in Säcken hinuntergereicht wurde, die sie unten vorsichtig entleerten. In dieses Mörtelbett wurden die Steine gelegt und wieder in derselben Weise mit Mörtel aus Säcken bedeckt. War in dieser Weise das Stück *abcd*, Fig. 1081 (Ann. des ponts et chauss. Memoires et documents 1890 1. sem. S. 484), fertiggestellt, so wurden Säcke mit Mörtel, die nur mäßig gefüllt waren, so daß sie sich gut anschmiegten, unter das freischwebende Mauerwerk geschoben und mit einer abgerundeten Eisenstange gehörig festgestampft, bis nur noch der Spalt *he* von etwa 20 cm Länge übrig blieb. Dieser wurde zusammen mit der Abdeckung *bcef* ebenfalls durch Mörtelsäcke gebildet, welche die Taucher, nachdem sie unten auflagen, an der Unter-

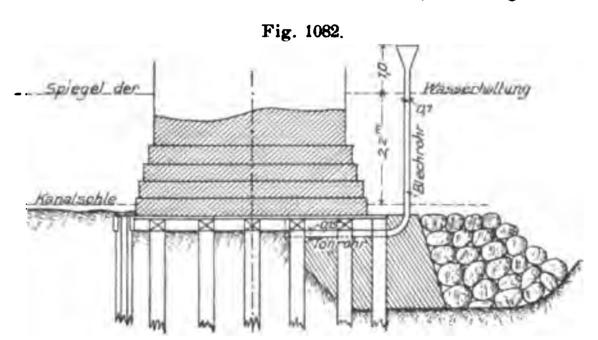
seite zerschnitten, damit der Mörtel der Abdeckung vollkommen an das darunterliegende Mauerwerk anbinden konnte.

Die senkrechte Begrenzung *fcd* des frischen Mauerwerkes *abcd* wurde dadurch erreicht, daß man während der Ausführung desselben Planken aufstellte, die sich gegen die Stümpfe der äußersten Pfahlreihen stützten. Diese Bohlwand wurde während der Ausführung des Mauerwerkes allmählich erhöht.

In ähnlicher Weise wurde das Fundament der Kirche Saint Maurice ausgebessert (Ann. des ponts et chauss. 1890).

i) Wiederherstellung des Fundamentes des linken Pfeilers der Yonne-Brücke bei Sens. Der auf Pfahlrost gegründete Pfeiler war bedeutend unterspült. Eine frühere Ausbesserung hatte sich nicht bewährt. Man beseitigte die Steinschüttung und die Reste der früheren Instandsetzungsarbeit an der beschädigten Seite bis auf den Kreidefelsen und ließ zunächst durch Taucher, denen die Materialien in Eimern zugereicht wurden, Mauerwerk zwischen den Pfählen aufführen, so lange dies möglich war, d. h. so lange sie unter den Holmen und dem Belage des Pfahlrostes noch imstande waren, die Eimer umzukippen. Dann wurden 15 im Knie gebogene Blechrohre, zwei gegenüber jedem Pfahl, die etwa 1,25 m Abstand voneinander hatten, so eingebracht, daß je ein Rohr bis zu $^2/_3$ der Tiefe des Hohlraumes hinter den Pfahl reichte, während das zweite kurze vor dem Pfahl endete. Die senkrechten, oben in Trichter endenden Teile der Rohre waren etwa 3,20 m lang. Der Rohrdurchmesser betrug 15 cm. Durch diese Rohre wurde nun der Raum unter dem Pfeiler, den die Taucher nicht mehr hatten ausmauern können, in der Weise voll Mörtel (Mischung 1 T. Sand 9 T. Zement) gegossen, daß man solange in eine Röhre eingoß, bis der Mörtel aus der nächstliegenden Röhre wieder herauskam. Darauf wurde diese Röhre zum Eingießen benutzt, bis sich der Mörtel in der dritten zeigte usf. Fig. 1082 (Ann. des ponts et chauss. 1899 II S. 255) zeigt den Querschnitt des wiederhergestellten Pfeilers. Die Kosten der Herstellung betrugen 8000 Frcs. In derselben Weise war ein Wehr bei Regny bereits mit Erfolg ausgebessert.

Fig. 1082.



E. Wiederherstellung unterspülter Schleusen.

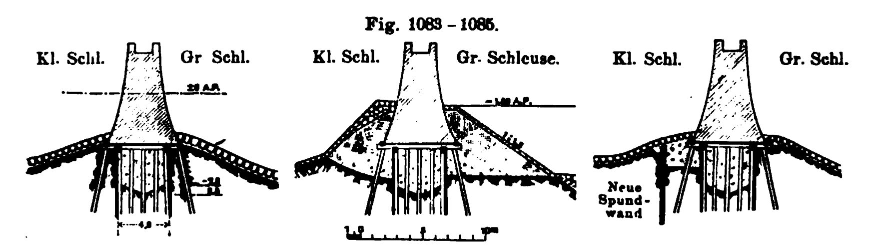
Die Fig. 1083—1085 (Zentralbl. d. Bauv. 1903 S. 474) zeigen die Art und Weise, wie die unterspülte Schleuse bei Veere in Holland wieder dicht gemacht wurde.

Nur die Außenhäupter dieser Doppelschleuse (eine kleine 64,4 m lang, 8 m breit, — 4,5 A. P. tief, eine große 146,8 m lang, 20 m breit, — 6,55 A. P. tief) waren im Boden mit einer durchgehenden Betonsohle auf Pfahlrost versehen. Betonstärke 1,90, darüber 1,7 m Mauerwerk. Die Scheidemauer zwischen beiden Schleusen und die Abschlußmauer zwischen der großen Schleuse und dem Hafen hat die Bauweise Fig. 1083, Pfahlrost mit Betonfüllung zwischen Spundwänden und auf dem Pfahlrost Bohlenbelag, auf dem das Mauerwerk ruht. Der Fehler, zwischen Beton und Mauerwerk den Bohlenbelag einzuschalten, trat bald zutage, indem sich Quellen zeigten, welche längs des Bohlenbelages durchbrachen. Um die Quellen zu dichten, ver-

suchte man zuerst die Bauweise nach Fig. 1084. Man beseitigte zu beiden Seiten das Pflaster und den Boden bis unter den Bohlenbelag und brachte vor die quelligen Stellen zu beiden Seiten scharfen Flußsand mit etwa 10% hydraulischem Kalk gemischt ein. Die Sandkalkmassen wurden dann mit Boden abgedeckt und darüber gepflastert. Die Aufsuchung der Quellen geschah, indem man bei verschieden hohen Wasserständen in beiden Schleusen auf der Seite des höheren Wasserstandes mit Röhren Karbolineum vor die verdächtige Stelle der Wand brachte, das dann auf der anderen Seite der Mauer sich zeigte. Auch Farbstoffe eignen sich für solche Untersuchungen sehr gut.

Diese Dichtung hat 21 Jahre gehalten, als sich neue Quellen in den Seitenmauern und eine große Unterspülung des Außenhauptes zeigte, welches auf dem Pfahlroste wie auf Stelzen stand. Um die Höhlung unter der Sohle des Hauptes zu füllen, verschloß man die Öffnung der Quelle im Kammerboden mit einer beschwerten Buschmatratze und ließ bei hohem Außenwasserstande Sand unter den Boden treiben, dessen Austritt in die Schleusenkammer durch die Matratze verhindert wurde. Nicht

Fig. 1083 – 1085.



weniger als 917 cbm Sand wurden in den Jahren 95 und 96 eingebracht. Dann wurde an allen Stellen, an denen sich die Gefahr einer Unterspülung gezeigt hatte, eine neue starke Spundwand in 1,5 bis 4,8 m Abstand von der alten Spundwand geschlagen, Fig. 1085, die 2 bis 3 m tiefer als letztere reichte. In den Zwischenraum zwischen beiden Spundwänden brachte man einen Betonkoffer von rd. 1,5 m Tiefe ein, dessen Oberkante ungefähr mit der alten Sohle der Torkammer, des Außen- und Binnenhafens abschloß. Um die Bildung von Betonschlamm, unter der die erste Ausführung der Schleuse sehr gelitten hatte, zu vermeiden, brachte man groben Grand ohne Mörtel in Lagen von 30 cm Stärke ein und ließ in die Hohlräume mittels von Tauchern geführten Trichtern flüssigen Zement einfließen. Der Beton soll sehr gut und dicht geworden sein. Vorläufig hat man diese Dichtung nur immer auf einer Seite angebracht und hofft auch, daß man die Dichtung auf der anderen Seite der Mauer sparen kann. Diese Ausführung lehrt, wie verkehrt es ist, zwischen einer Betonschüttung und dem aufgehenden Mauerwerke einen Bohlenbelag einzuschalten. Hätte man die Holme und Bohlen über den Pfahlköpfen gespart, so wären diese Quellen wohl vermieden werden. Ferner zeigt dieses Beispiel, daß man Doppel- oder Zwillingsschleusen auch in den Kammerböden gegen solche Durchbrüche mehr sichern muß als 2 unabhängig voneinander gebaute Schleusen. Dadurch geht ein Teil der Kostenersparnis, welche zugunsten der Zwillingsschleusen gegenüber 2 getrennt gebauten Schleusen angeführt wird, wieder verloren. —

Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber, Berlin SW. 13.





